

**Titre:** Analyse numérique des écoulements et du transport de  
contaminants dans les rejets miniers entreposés dans les massifs  
rocheux fracturés  
**Title:**

**Auteur:** Farouk Ben Abdelghani  
**Author:**

**Date:** 2009

**Type:** Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

**Référence:** Ben Abdelghani, F. (2009). Analyse numérique des écoulements et du transport  
de contaminants dans les rejets miniers entreposés dans les massifs rocheux  
fracturés [Thèse de doctorat, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie.  
**Citation:** <https://publications.polymtl.ca/165/>

 **Document en libre accès dans PolyPublie**  
Open Access document in PolyPublie

**URL de PolyPublie:** <https://publications.polymtl.ca/165/>  
**PolyPublie URL:**

**Directeurs de**  
**recherche:** Richard Simon, & Michel Aubertin  
**Advisors:**

**Programme:** Génie civil  
**Program:**

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ANALYSE NUMÉRIQUE DES ÉCOULEMENTS ET DU TRANSPORT  
DE CONTAMINANTS DANS LES REJETS MINIERES ENTREPOSÉS  
DANS LES MASSIFS ROCHEUX FRACTURÉS

FAROUK BEN ABDELGHANI  
DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES  
ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

THÈSE PRÉSENTÉE EN VUE DE L'OBTENTION  
DU DIPLÔME DE PHILOSOPHIAE DOCTOR (Ph.D)  
(GÉNIE CIVIL)

NOVEMBRE 2009

© Farouk Ben Abdelghani, 2009.

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL  
ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Cette thèse intitulée :

ANALYSE NUMÉRIQUE DES ÉCOULEMENTS ET DU TRANSPORT  
DE CONTAMINANTS DANS LES REJETS MINIERES ENTREPOSÉS  
DANS LES MASSIFS ROCHEUX FRACTURÉS

présentée par: BEN ABDELGHANI Farouk

en vue de l'obtention du diplôme de: Philosophiae Doctor

a été dûment acceptée par le jury d'examen constitué de :

M. LAFLEUR Jean, Ph.D, Président

M. SIMON Richard, Ph.D., membre et directeur de recherche

M. AUBERTIN Michel, Ph.D., membre et codirecteur de recherche

M. CHAPUIS Robert P., D.Sc.A., membre

M. ROULEAU ALAIN, Ph.D., membre

## **DÉDICACE**

Je dédie ce travail à mes parents, mes frères et sœurs, ma chère femme Amel, mon beau bébé Ayoub ainsi qu'à mes neveux et mes nièces.



## REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier mon directeur de thèse et professeur à l'École Polytechnique de Montréal, Richard Simon, d'avoir accepté de diriger et de financer ce projet de recherche. Son encadrement, ses conseils pratiques et précieux ainsi que son soutien moral m'ont beaucoup aidé à finaliser ce travail. Mes remerciements s'adressent également à Michel Aubertin, mon co-directeur de thèse, professeur à l'École Polytechnique de Montréal et titulaire de la Chaire industrielle CRSNG Polytechnique-UQAT en environnement et gestion des rejets miniers. Son soutien a été inestimable à tous les niveaux de ma thèse et à toutes les étapes du projet.

Je remercie fortement René Therrien, professeur à l'université Laval pour son aide précieuse sur l'apprentissage du code HydroGeosphere. René Therrien est l'un des concepteurs et développeurs du code et il m'a aidé à résoudre divers problèmes techniques liés au code. J'ai aussi compté sur l'aide de John Molson, professeur à l'université Laval. Ses conseils sur la modélisation et son aide à travailler avec Tecplot étaient très utiles.

Je désire remercier Li Li, chercheur à l'école polytechnique de Montréal et actuellement ingénieur conseil chez Génivar pour tous ses conseils et ses éclaircissements sur les aspects mécaniques du comportement des roches et des fractures.

Je remercie aussi mes collègues, plus particulièrement : Omar Fala, Vincent Martin, Dominic Tremblay et Valérie Thériault.

Enfin, je remercie tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin à l'élaboration de ce travail et encore une fois merci à vous tous.

## RÉSUMÉ

Le maintien de la qualité de l'environnement et la conservation des ressources naturelles sont essentiels pour l'avenir de l'humanité. L'eau est une des ressources les plus importantes de la planète. La présence de plus en plus fréquente de pollution dans les sols et les eaux souterraines incite à utiliser les outils numériques puissants et adaptés à l'étude et à la prévision de l'écoulement et la migration des contaminants autour des sources de rejets. L'industrie minière, malgré qu'elle joue un rôle important dans l'économie du Canada, génère des eaux contaminées et une quantité importante des rejets qu'il faut bien gérer. Ces rejets miniers peuvent être entreposés dans les fosses à ciel ouvert ou enfouis dans les excavations souterraines. Les écoulements à travers ces rejets, s'ils ne sont pas bien contrôlés, peuvent constituer un risque important pour la contamination de l'environnement. Dans la nature, les roches sont constituées d'un assemblage de minéraux qui forment un squelette solide, et des vides qui permettent les transferts des fluides. Ces vides sont généralement représentés par les pores ou les fractures. Les fractures se produisent lorsque la contrainte locale excède le seuil de rupture de la roche. Dans les massifs rocheux fracturés, souvent caractérisés par une matrice de très faible perméabilité, l'écoulement du fluide est focalisé dans les fractures et il devient donc fortement hétérogène.

L'objectif principal de cette thèse porte sur l'analyse numérique des écoulements et du transport de contaminants autour des rejets miniers lorsqu'ils sont entreposés dans les massifs rocheux fracturés. Le code HydroGeosphere (Therrien et al., 2005) a été utilisé pour cette fin. Ce code 3D permet de simuler l'écoulement variablement saturé et le transport de contaminants dans les milieux fracturés.

Un couplage hydromécanique indirect entre les codes HydroGeosphere et Phase<sup>2</sup> (Rocscience, 2003) et le modèle CSDS (Simon, 1999) a été développé et appliqué afin d'étudier l'effet des contraintes et de la pression d'eau sur le comportement des fractures et le changement de leur ouverture.

Les simulations réalisées pour une fosse axisymétrique sous des conditions d'un écoulement non saturé et en régime transitoire ont montré que l'écoulement de l'eau et le transport de contaminants dépendent essentiellement du type du matériau de la fosse, des conditions initiales et aux limites fixées ainsi que de la nature du massif rocheux avoisinant (homogène ou fracturé). La présence des fractures affecte l'écoulement et le transport de contaminants de façon significative. Dans certains cas, l'écoulement important à travers les fractures produit une désaturation du système. La migration des contaminants est nettement plus prononcée lorsque le massif rocheux est fracturé.

Les résultats des simulations présentées au chapitre 5 ont mis en évidence l'effet du gradient hydraulique régional lorsque les rejets sont entreposés dans une fosse symétrique. L'effet du gradient est plus prononcé en présence des fractures dans le roc, et la migration des contaminants est plus significative. Les contaminants atteignent alors des distances plus élevées.

On montre aussi (chapitre 6) que les excavations souterraines perturbent l'écoulement et modifient la distribution des charges hydrauliques. Il n'y a pas une perte de charge dans la zone d'influence du chantier remblayé même lorsque celui-ci est remblayé avec des rejets. La présence d'une fracture horizontale à proximité du chantier influence beaucoup les écoulements et le transport des contaminants, surtout lorsqu'elle est située juste à la surface du chantier.

Enfin, les résultats obtenus avec la méthode de couplage hydromécanique indirect développée durant la thèse reflètent l'effet du changement des contraintes et de la pression d'eau autour des fractures sur le changement de leur ouverture. Cette variation d'ouverture le long des joints influence l'écoulement et la migration des contaminants.

Toutes les simulations réalisées à l'aide du code HydroGeosphere ont mis en évidence le rôle primordial des fractures dans le contrôle de l'écoulement et le transport de contaminants dans les rejets miniers. Ainsi, il s'avère très important de considérer les fractures ou le système de fractures présent dans le roc de façon discrète afin de ne pas sous-estimer la migration de contaminants.

## ABSTRACT

Environment quality control and natural resources conservation are essentials for humanities' future. Water is one of the most important resources of our planet. The increase of soil and groundwater pollution incite to use powerful and adapted numerical codes for studying and predict water flow and contaminant transport around waste storage sites. Mining industry, despite its important role in the Canadian economy, produce contaminated water and a great quantity of mining wastes that must be managed. Mining wastes can sometimes be disposed into open pit or into underground excavations. In nature, rock is composed of assembled minerals forming the solid matrix, and voids enhancing fluid transfer. These voids are usually pores or fractures. Fractures are produced when local stress exceeds the local strength. In fractured media, characterized by very low matrix permeability, water flow is focalized in fractures.

The principal aim of this project is numerical analysis of water flow and contaminant transport through mining wastes disposed into fractured rock mass. Different cases were considered depending on the mode of mining wastes disposal and the type of filling material. Numerical simulations using HydroGeosphere code were realized. This code allows simulation of saturated – non saturated water flow and contaminant transport through fractures and fractured media. An indirect hydromechanical coupling methodology was developed between HydroGeosphere, Phase<sup>2</sup> and CSDS model. This methodology allows us to study the effect of water pressure and applied stresses on fracture behaviour and change of its aperture.

Numerical simulations realized for an axisymmetric open pit under non saturated and transient flow conditions showed that water flow and transport of contaminants depend on filling material, initial and boundary conditions and also nature of roc mass (homogeneous roc or fractured roc). Presence of fractures has a great effect on water flow and transport of contaminants. Contaminant migration is more pronounced when roc is fractured.

Results of numerical simulations realized in chapter 5 highlights the effect of hydraulic regional gradient when mining wastes are disposed into a symmetric open pit. Regional gradient effect is more pronounced in presence of fractures. Contaminant migration was more significant with fractures than for homogeneous roc and contaminants could reach more important distance.

In chapter 6 of this thesis we showed that when mining wastes are disposed into underground excavations, backfilling a stope modifies water flow and hydraulic heads distribution. Also, presence of a single fracture in the vicinity of excavation has affected results of water flow and contaminant transport, especially when it is localized near excavation surface.

Finally, results obtained with indirect hydromechanical coupling methodology highlighted stress and water pressure effects around fracture on its aperture change. This aperture variability along fracture could influence water flow and contaminant transport.

All simulations realized with HydroGeosphere code highlighted fracture key role on control of water flow and transport of contaminants through mining wastes. Thus, it is very important to consider discretely fractures of system of fractures present in the roc to avoid contaminant migration underestimation.

## TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE .....	iii
REMERCIEMENTS .....	iv
RÉSUMÉ .....	v
ABSTRACT .....	viii
TABLE DES MATIÈRES .....	x
LISTE DES TABLEAUX.....	xv
LISTE DES FIGURES.....	xviii
LISTE DES SYMBOLES .....	xxxviii
LISTE DES ANNEXES.....	xlii
CHAPITRE 1: INTRODUCTION.....	1
1.1 Généralités.....	1
1.2 Enjeux environnementaux pour l'industrie minière.....	2
1.3 Les fluides et le comportement mécanique des roches .....	4
1.4 Problématique, objectifs et structure de la thèse.....	4
CHAPITRE 2 : REVUE DE LITTÉRATURE .....	8
2.1 Généralités.....	8
2.2 Les discontinuités géologiques : types, origines et caractéristiques .....	8
2.2.1 Les failles .....	10

2.2.2 Les joints (ou diaclases) et les fissures .....	10
2.2.3 Dimensions des discontinuités .....	12
2. 3 Comportement mécanique des discontinuités .....	13
2.3.1 Discontinuités et déformabilité des roches .....	13
2.3.2 Chargement normal.....	14
2.3.3 Cisaillement direct .....	16
2.3.4 La résistance au cisaillement des discontinuités et critères de rupture .....	22
2.3.5 Représentation de la déformabilité des discontinuités .....	28
2.4 Écoulement d'eau dans les massifs fracturés et lois de comportement .....	34
2.4.1 Écoulement d'eau saturé dans une fracture et loi cubique.....	34
2.4.2 Régime transitoire et conditions non saturées.....	45
2.4.3 Écoulement d'eau dans un massif rocheux fracturé.....	50
2.4.4 Facteurs influençant la conductivité hydraulique des fractures .....	57
2.5 Couplage hydromécanique.....	64
2.5.1 Relation écoulement - contraintes .....	64
2.5.2 Méthodologie de couplage .....	69
2.6 Transport de contaminants .....	69
2.7 Modélisation des milieux fracturés .....	78
2.7.1 Codes de modélisation mécanique .....	78
2.7.2 Codes de modélisation de l'écoulement souterrain.....	79
2.7.3 Codes de modélisation hydromécanique.....	81
2.7.4 Codes de modélisation du présent projet de recherche .....	86
2.8 Les rejets miniers et remblayage.....	97
2.8.1 Généralités.....	97
2.8.2 Les stériles miniers.....	97
2.8.3 Les rejets de concentrateurs .....	98
2.8.4 Les remblais cimentés en pâtes .....	99



CHAPITRE 3 : VALIDATION ET UTILISATION PRÉLIMINAIRE DU CODE HYDROGEOSPHERE .....	103
3.1 Introduction .....	103
3.2 Résultats préliminaires obtenus avec HydroGeosphere.....	104
3.2.1 Conditions d'écoulement saturé.....	104
3.2.2 Conditions d'écoulement non saturé.....	112
3.3 Étude de sensibilité .....	117
3.3.1 Vérification de la loi cubique.....	118
3.3.2 Effet du maillage .....	121
3.3.3 Effet de la taille des ouvertures.....	123
3.4 Reproduction des résultats de travaux antérieurs.....	126
3.4.1 Travaux de Pouget.....	126
3.4.2 Travaux de Graf et Therrien.....	129
3.4.3 Dernières remarques.....	132
CHAPITRE 4 : SIMULATION DE L'ÉCOULEMENT ET DU TRANSPORT DE CONTAMINANTS AUTOUR D'UNE FOSSE AXISYMETRIQUE.....	134
4.1 Introduction .....	134
4.2 Cas d'une fosse remplie de stériles miniers .....	141
4.2.1 Série 1 : Flux de précipitation sur 20 ans et nappe initialement à 200 m ....	143
4.2.2 Série 2 : frontière verticale perméable .....	159
4.2.3 Série 3 : Nappe fixée initialement à 100 m.....	169
4.2.4 Série 4 : Flux de précipitation variable sur 2 ans .....	180
4.2.5 Série 5 : Flux de précipitation fixe pendant 10 jours .....	191
4.3 Cas d'une fosse remplie de rejets de concentrateur .....	202
4.3.1 Série 6 : Nappe initialement fixée à 230 m.....	203
4.3.2 Série 7: Frontière verticale perméable .....	221
4.3.3 Série 8 : Nappe initialement à 200 m.....	232

4.3.4 Série 9 : Flux de précipitation variable .....	242
4.3.5 Série 10 : Approche conceptuelle du milieu poreux équivalent (isotrope)...	252
4.4 Analyse et discussion des résultats .....	260
<b>CHAPITRE 5: SIMULATION DE L'ÉCOULEMENT ET DU TRANSPORT DE CONTAMINANTS AUTOUR D'UNE FOSSE SYMETRIQUE.....</b>	<b>268</b>
5.1 Introduction .....	268
5.2 Modèle conceptuel de la fosse .....	268
5.3 Fosse remplie avec de stériles miniers .....	273
5.3.1 Série 1 : Flux de précipitation variable sur 20 ans .....	273
5.3.2 Série 2 : Pluie fixe pendant 10 jours .....	293
5.3.3 Série 3 : Niveau initial de la nappe à 230 m .....	302
5.3.4 Série 4 : Nappe profonde et pluie variable sur l'année .....	311
5.4 Cas d'une fosse remplie avec des rejets de concentrateur .....	321
5.4.1 Série 5 : Pluie sur 20 ans et nappe initialement à 220 m.....	321
5.4.2 Série 6 : Nappe initialement à $y = 235$ m.....	332
5.4.3 Série 7 : Pluie variable sur l'année.....	340
5.4.4 Étude paramétrique complémentaire.....	347
5.4.5 Approche du milieu poreux équivalent.....	354
5.5 Analyse et discussion des résultats .....	360
<b>CHAPITRE 6 : SIMULATION D'UN CHANTIER REMBLAYÉ SOUTERRAIN ET COUPLAGE HYDROMÉCANIQUE .....</b>	<b>368</b>
6.1 Introduction .....	368
6.2 Chantier remblayé à proximité d'une fracture horizontale .....	369
6.2.1 Cas d'un écoulement saturé .....	370
6.2.2 Cas d'un écoulement non saturé .....	380

6.3 Chantier remblayé à proximité d'un réseau de fractures .....	386
6.3.1 Cas d'un écoulement saturé .....	387
6.3.2 Cas d'un écoulement non saturé .....	390
6.4 Couplage hydromécanique indirect .....	395
6.4.1 Méthodologie de couplage indirect.....	396
6.4.2 Étude de sensibilité .....	399
6.4.3 Évaluation des lois de comportement mécanique dans Phase <sup>2</sup> .....	403
6.4.4 Application au cas d'un chantier à proximité d'une fracture horizontale .....	409
6.4.5 Chantier remblayé à proximité d'un réseau de fractures orthogonales .....	434
6.5 Discussion des résultats.....	447
6.6 Analyse et discussion de tous les résultats.....	452
CHAPITRE 7: CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS .....	461
BIBLIOGRAPHIE .....	469
ANNEXES .....	488

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1 Dimensions des discontinuités à différentes échelles (tiré de Lapcevic et al., 1999).....	12
Tableau 2.2 Classification des discontinuités en fonction de la taille de l'ouverture .....	13
Tableau 2.3 Applications et validation de la loi cubique (adapté d'Indraratna et Ranjith, 2001).....	38
Tableau 2.3 (suite et fin) Applications et validation de la loi cubique (adapté de Indraratna et Ranjith, 2001) .....	39
Tableau 2.4 Différentes lois d'écoulement dans les fissures et les débits correspondants (adapté de Louis, 1976; cité dans Benjelloun, 1991).....	44
Tableau 2.5 Différentes approches conceptuelles applicables aux systèmes fracturés (Tiré de Cook, 2003) .....	55
Tableau 2.6 Différentes lois d'écoulement dans les discontinuités en fonction de divers paramètres affectifs .....	62
Tableau 2.6 (suite) Différentes lois d'écoulement dans les discontinuités en fonction de divers paramètres affectifs.....	63
Tableau 2.7 Codes numériques appliqués pour l'écoulement et le transfert dans les milieux fracturés (Tiré de Colenco, 2005) .....	82
Tableau 3.1 Valeurs de la conductivité hydraulique de la discontinuité déduite pour différents gradients, cas d'une fracture horizontale (figure 3.14). .....	120
Tableau 3.2 Calcul des débits pour différents types de distribution des ouvertures des fractures .....	125
Tableau 3.3 Comparaison des flux pour un gradient de 0.1, cas d'un régime permanent. ....	129
Tableau 3.4 Différents paramètres utilisés pour le modèle de Graf et Therrien (2005)	131

Tableau 4.1 Paramètres caractéristiques des matériaux de remblayage de la fosse et du massif rocheux. ....	135
Tableau 4.2 Paramètres du modèle de Van Genuchten (1980) pour les matériaux de la fosse, du roc et de la fracture.....	136
Tableau 4.3 Description des différents cas de simulation pour une fosse axisymétrique (modèle conceptuel de la figure 4.2) .....	138
Tableau 4.3 (suite et fin) Description des différents cas de simulation pour une fosse axisymétrique (modèle conceptuel de la figure 4.2) .....	139
Tableau 4.4 Type des conditions initiales et aux limites imposées pour une fosse axisymétrique. ....	140
Tableau 4.5 Différents paramètres de transport (équation 2.81).....	141
Tableau 5.1 Description des différents cas simulés pour la fosse symétrique en 2D avec gradient régional (modèle conceptuel de la figure 5.1) .....	270
Tableau 5.1 (suite et fin) Description des différents cas simulés pour la fosse symétrique en 2D avec gradient régional (modèle conceptuel de la figure 5.1).....	271
Tableau 5.2 Conditions imposées pour les différentes simulations pour la fosse symétrique .....	272
Tableau 5.2 (suite et fin) Conditions imposées pour les différentes simulations pour la fosse symétrique.....	273
Tableau 6.1 Paramètres hydriques des matériaux, cas du chantier remblayé .....	370
Tableau 6.2 Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	399
Tableau 6.3 Différents paramètres mécaniques du joint pour étude de sensibilité avec CSDS .....	400
Tableau 6.4 Propriétés mécaniques de la fracture dans le modèle CSDS (tirés des essais de Olsson, 1998, selon Tremblay, 2005). ....	411
Tableau 6.5 Valeurs de $\tau_p$ , $\tau_r$ , $u_p$ et $u_r$ obtenues avec le modèle CSDS pour une pression d'eau moyenne de 0.305 MPa, cas du chantier à proximité d'une fracture horizontale.....	418

Tableau 6.5 (suite et fin) Valeurs de $\tau_p$ , $\tau_r$ , $u_p$ et $u_r$ obtenues avec le modèle CSDS pour une pression d'eau moyenne de 0.305 MPa, cas du chantier à proximité d'une fracture horizontale. ....	419
Tableau 6.6 Calcul des ouvertures par la méthodologie de couplage pour une pression moyenne de 0.305 MPa, cas du chantier à proximité d'une fracture horizontale. ....	420
Tableau 6.6 (suite et fin) Calcul des ouvertures par la méthodologie de couplage pour une pression moyenne de 0.305 MPa, cas du chantier à proximité d'une fracture horizontale. ....	421
Tableau 6.7 Pressions d'eau moyennes le long des joints obtenues avec HydroGeosphere, chantier à proximité d'un réseau de fractures orthogonales. ....	436
Tableau 6.8 Nouvelles valeurs des ouvertures des joints calculées selon le modèle CSDS, à partir des résultats obtenus avec Phase <sup>2</sup> , chantier à proximité de fractures orthogonales. ....	441
Tableau 6.8 (suite et fin) Nouvelles valeurs des ouvertures des joints calculées selon le modèle CSDS, à partir des résultats obtenus avec Phase <sup>2</sup> , chantier à proximité d'un réseau de fractures orthogonales. ....	442
Tableau III.1 Valeurs de la contrainte normale, de la contrainte du cisaillement et du déplacement de cisaillement obtenues avec Phase <sup>2</sup> , cas d'un chantier à proximité d'une fracture horizontale ....	497
Tableau III.1 (suite) Valeurs de la contrainte normale, de la contrainte du cisaillement et du déplacement de cisaillement obtenues avec Phase <sup>2</sup> , cas d'un chantier à proximité d'une fracture horizontale ....	498

## LISTE DES FIGURES

Figure 2.1 Dispositif expérimental et courbe résultant d'un essai de fermeture normale de joint (Tiré de Bérest, 2000). .....	15
Figure 2.2 Schématisation du dispositif expérimental pour un essai de cisaillement (Tiré de Bérest, 2000) .....	17
Figure 2.3 Modèle de comportement en cisaillement, à raideur normale constante (Goodman, 1976). .....	31
Figure 2.4 Modèle de comportement en cisaillement à déplacements normaux constants (Goodman, 1976) .....	32
Figure 2.5 Modèle conceptuel des plaques parallèles (Tiré de Priest, 1993).....	36
Figure 2.6 Conditions de validité de la loi cubique pour différentes situations (Tirée de Indraratna et Ranjith, 2001).....	40
Figure 2.7 Les cinq types d'écoulement entre des surfaces parallèles rugueuses (Tiré de Indraratna et Ranjith, 2001).....	43
Figure 2.8 Schéma de l'écoulement non saturé dans un milieu poreux fracturé (adaptée de Wang et Narasimhan, 1993). .....	49
Figure 2.9 Masse rocheuse fracturée (Tirée de Witherspoon, 1986) .....	51
Figure 2.10 Les quatre échelles de travail en massifs fracturés a) Très petite échelle, b) Petite échelle, c) Grande échelle, d) Très grande échelle (adaptée de Berkowitz, 1994). .....	53
Figure 2.11 Illustration du concept de volume élémentaire représentatif VER (Tirée de Elsworth et Mase, 1993).....	56
Figure 2.12 Diagramme des facteurs contrôlant la conductivité d'un joint (Tiré de Indraratna et Ranjith, 2001) .....	58
Figure 2.13 Schémas de quatre configurations typiques de l'intérieur d'une fracture (tiré d'Indraratna et Ranjith, 2001). .....	66

Figure 2.14: Couplage hydromécanique dans les massifs rocheux (tiré de Kadiri, 2002) .....	67
Figure 2.15 Processus de transport de contaminants : a) advection seule, b) diffusion seule, c) advection et dispersion (adapté de Sharma et Reddy, 2004). ....	71
Figure 2.16 Courbes de migration de solutés à travers des fractures (adapté de Berkowitz, 1994).....	75
Figure 3.1 Vue isométrique 3D de la colonne verticale comportant 4 couches de sol; simulation en régime permanent saturé.....	105
Figure 3.3 Vue en 2D du cas de pompage d'un aquifère à nappe captive; $Q = 1.64 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$ avec distribution des isocontours des charges hydrauliques.....	108
Figure 3.4 Variation de la charge hydraulique en fonction du log de la distance radiale, cas du pompage d'un aquifère à nappe captive, régime permanent, $Q = 1.64 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$ . ....	109
Figure 3.5 Vue 3D de la Colonne de sable, cas d'un régime transitoire.....	110
Figure 3.6 Variation de la charge hydraulique en fonction de la hauteur et du temps, cas d'une colonne de sable, régime transitoire.....	111
Figure 3.7 Comparaison de la variation de la charge hydraulique en fonction de la hauteur pour le cas d'un drainage d'une colonne de sable à $t = 100 \text{ s}$ . ....	112
Figure 3.8 Courbes de rétention d'eau pour le sable et le silt (cas de la couverture à effets barrière capillaire). ....	113
Figure 3.9 Courbes de la conductivité hydraulique relative en fonction du degré de saturation pour le sable et le silt (cas de la couverture à effets de barrière capillaire)...	114
Figure 3.10 Courbes de la conductivité hydraulique relative en fonction de la pression pour le sable et le silt (cas de la couverture à effets de barrière capillaire). ....	114
Figure 3.11 Variation de la charge hydraulique en fonction de l'élévation et du temps (cas d'une colonne avec 4 couches de sol, régime transitoire et écoulement non saturé).....	115



Figure 3.12 Comparaison de la variation de la charge hydraulique en fonction de l'élévation au temps $t = 2.4 \times 10^6$ s (cas d'une colonne avec 4 couches de sol, régime transitoire et écoulement non saturé). .....	116
Figure 3.13 Comparaison de la variation du degré de saturation en fonction de l'élévation au temps $t = 2.4 \times 10^6$ s (cas d'une colonne avec 4 couches de sol, régime transitoire et écoulement non saturé). .....	117
Figure 3.14 Structure du modèle avec une fracture horizontale et distribution des charges hydrauliques, cas de vérification de la loi cubique. ....	119
Figure 3.15 Variation de la conductivité hydraulique moyenne en fonction de l'ouverture de la fracture (vérification de la loi cubique). ....	121
Figure 3.16 Variation du degré de saturation dans la fracture en fonction de la pression pour trois types de maillage, cas d'un régime permanent.....	122
Figure 3.17 Structure du modèle avec un réseau de fractures distribuées aléatoirement (cas d'un régime permanent et écoulement saturé). ....	124
Figure 3.18 Géométrie des deux réseaux de fractures (Pouget, 1998) : a) réseau peu fracturé et b) réseau densément fracturé (pas à l'échelle). ....	127
Figure 3.19 Structure 3D du réseau de fractures (étude de Pouget).....	128
Figure 3.20 Structure du model simulé par Graf et Therrien (2007). ....	130
Figure 3.21 Comparaison de la variation de la concentration en fonction du temps au point (6 m, 0 m, 6 m), cas saturé, exemple de Graf et Therrien (2005). ....	132
Figure 4.1 Courbes de rétention d'eau des matériaux et du roc (voir tableau 4.1). ....	136
Figure 4.2 Géométrie du modèle de la fosse axisymétrique et maillage (axe de symétrie) .....	142
Figure 4.3 Distribution des isocontours de la charge hydraulique en fonction du temps, cas 1. ....	144
Figure 4.4 Variation de la pression le long de l'axe vertical situé à $x = 40$ m, cas 1.....	145
Figure 4.5 Variation du degré de saturation en fonction de la hauteur et du temps à $x = 40$ m, cas 1. ....	145

Figure 4.6 Variation du degré de saturation en fonction du temps à l'intérieur de la fosse à $x = 40$ m, cas 1. ....	147
Figure 4.7 Isocontours des concentrations en fonction du temps, cas 1. ....	148
Figure 4.8 Évolution de la concentration au point ( $x = 40$ m, $y = 150$ m), cas 1.....	149
Figure 4.9 Disposition des fractures verticales, ouverture = 0.3 mm ( $k_{sat}$ de $7.36 \times 10^{-2}$ m/s). ....	150
Figure 4.10 Distribution des isocontours de la charge hydraulique en fonction du temps, cas 2. ....	151
Figure 4.11 Profil de la pression d'eau le long de l'axe vertical situé à $x = 40$ m, cas 2.....	152
Figure 4.12 Profil du degré de saturation le long de l'axe vertical situé à $x = 40$ m, cas 2.....	152
Figure 4.13 Isocontours de concentration en fonction du temps, cas 2. ....	153
Figure 4.14 Comparaison des profils de la concentration au point ( $x = 40$ m, $y = 150$ m), série 1 (cas 1 et 2).....	154
Figure 4.15 Disposition du réseau des fractures orthogonales, ouverture = 0.3 mm, fosse axisymétrique.....	155
Figure 4.16 Isocontours des charges hydrauliques, cas 3. ....	156
Figure 4.17 Isocontours de concentration en fonction du temps, cas 3. ....	157
Figure 4.18 Comparaison des valeurs de la concentration en fonction du temps au point ( $x = 40$ m, $y = 150$ m), série 1.....	159
Figure 4.19 Distribution de charge hydraulique (en m) en fonction du temps, cas 4. ....	160
Figure 4.20 Distribution des vecteurs de vitesses au temps $t = 20$ ans, cas 4. ....	161
Figure 4.21 Variation de la pression le long de l'axe vertical situé à $x = 40$ m, cas 4...	162
Figure 4.22 Variation du degré de saturation le long de l'axe vertical situé à $x = 40$ m, cas 4. ....	162
Figure 4.23 Isocontours des concentrations en fonction du temps, cas 4. ....	163

Figure 4.24 Comparaison des valeurs de concentration au point ( $x = 40$ m, $y = 150$ m), fosse axisymétrique remplie de stériles miniers.....	164
Figure 4.25 Isocontours des charges hydrauliques, cas 5. ....	165
Figure 4.26 Variation de la pression en fonction du temps et de la hauteur à $x = 40$ m, cas 5. ....	166
Figure 4.27 Variation du degré de saturation en fonction du temps et de la hauteur ....	167
Figure 4.28 Isocontours des concentrations, cas 5.....	168
Figure 4.29 Distribution des isocontours de charge hydraulique en fonction du temps, cas 6. ....	170
Figure 4.30 Variation de la pression le long de l'axe vertical situé à $x = 40$ m, cas 6...	171
Figure 4.31 Variation du degré de saturation le long de l'axe vertical situé à $x = 40$ m, cas 6. ....	171
Figure 4.42 Distribution des flux de pluie, données de la station Latulipe (tirée de Cifuentes, 2006). ....	180
Figure 4.43 Distribution des charges hydrauliques en fonction du temps, cas 8. ....	182
Figure 4.44 Variation de la pression à $x = 40$ m, fosse axisymétrique remplie de stériles miniers, cas 8. ....	183
Figure 4.45 Variation du degré de saturation à $x = 40$ m, fosse axisymétrique remplie de stériles miniers, cas 8. ....	184
Figure 4.46 Isocontours de concentration en fonction du temps, fosse axisymétrique remplie de stériles miniers, cas 8. ....	185
Figure 4.47 Évolution de la concentration au point ( $x = 40$ m, $y = 150$ m), cas 8.....	186
Figure 4.48 Distribution de charge hydraulique en fonction du temps, cas 9.....	187
Figure 4.49 Variation de la pression le long de l'axe vertical situé à $x = 40$ m, cas 9...	188
Figure 4.50 Variation du degré de saturation le long de l'axe vertical situé à $x = 40$ m, cas 9. ....	189
Figure 4.51 Isocontours de la concentration en fonction du temps, cas 9. ....	190

Figure 4.52 Comparaison des valeurs de la concentration au point ( $x = 40$ m, $y = 150$ m), cas 8 et 9. ....	191
Figure 4.53 Distribution des charges hydrauliques en fonction du temps, cas 10. ....	192
Figure 4.54 Variation de la pression le long de l'axe vertical situé à $x = 40$ m, cas 10. ....	193
Figure 4.55 Variation du degré de saturation le long de l'axe vertical situé à $x = 40$ m, cas 10. ....	194
Figure 4.56 Variation de la pression à trois endroits de la fosse, cas 10 ( $x = 40$ m). ....	195
Figure 4.57 Variation du degré de saturation à trois endroits de la fosse, cas 10 ( $x = 40$ m). ....	195
Figure 4.58 Isocontours de concentration en fonction du temps, cas 10. ....	196
Figure 4.59 Distribution de charge hydraulique en fonction du temps, cas 11. ....	197
Figure 4.60 Variation de la pression le long de l'axe vertical situé à $x = 40$ m, cas 11. ....	198
Figure 4.61 Variation du degré de saturation le long de l'axe vertical situé à $x = 40$ m, cas 11. ....	199
Figure 4.62 Variation de la pression en fonction du temps à trois endroits de la fosse, cas 11. ....	200
Figure 4.63 Variation du degré de saturation en fonction du temps à trois endroits de la fosse, cas 11. ....	200
Figure 4.64 Isocontours de concentrations en fonction du temps, cas 11. ....	201
Figure 4.65 Comparaison des concentrations en fonction du temps au point ( $x = 40$ m, $y = 150$ m), série 5 (cas 10 et 11). ....	202
Figure 4.66 Distribution des charges hydrauliques en fonction du temps, fosse remplie de rejets de concentrateurs, cas 12. ....	204
Figure 4.67 Variation de la pression en fonction de la hauteur et du temps le long de l'axe vertical situé à $x = 40$ m, cas 12. ....	205
Figure 4.68 Variation du degré de saturation en fonction de la hauteur et du temps le long de l'axe vertical situé à $x = 40$ m, cas 12. ....	206

Figure 4.69 Évolution de la pression d'eau en fonction du temps au point ( $x = 40\text{ m}$ , $y = 240\text{ m}$ ), cas 12. ....	207
Figure 4.70 Isocontours des concentrations en fonction du temps, cas 12. ....	208
Figure 4.71 Évolution de la concentration au point ( $x = 40\text{ m}$ , $y = 150\text{ m}$ ), cas 12. ....	209
Figure 4.72 Évolution de la concentration au point ( $x = 100\text{ m}$ , $y = 300\text{ m}$ ), cas 12. ....	210
Figure 4.73 Distribution des charges hydrauliques en fonction du temps, cas 13. ....	211
Figure 4.74 Variation de la pression le long de l'axe vertical situé à $x = 40\text{ m}$ , ....	212
Figure 4.75 Variation du degré de saturation le long de l'axe situé à $x = 40\text{ m}$ , ....	213
cas 13. ....	213
Figure 4.76 Comparaison des pressions au point ( $x = 40\text{ m}$ , $y = 240\text{ m}$ ), fosse remplie de rejets de concentrateurs, cas 13. ....	214
Figure 4.77 Isocontours de concentration en fonction du temps, fosse remplie de rejets de concentrateurs, cas 13. ....	215
Figure 4.78 Comparaison des concentrations au point ( $x = 40\text{ m}$ , $y = 150\text{ m}$ ), fosse remplie de rejets de concentrateurs, série 6 (cas 12 et 13). ....	216
Figure 4.79 Distribution des charges hydrauliques en fonction du temps, fosse remplie de rejets de concentrateurs, cas 14. ....	217
Figure 4.80 Variation de la pression le long de l'axe vertical situé à $x = 40\text{ m}$ , cas 14. ....	218
Figure 4.81 Variation du degré de saturation le long de l'axe vertical situé à $x = 40\text{ m}$ , cas 14. ....	218
Figure 4.82 Isocontours des concentrations en fonction du temps, cas 14. ....	219
Figure 4.83 Comparaison des concentrations au point ( $x = 100\text{ m}$ , $y = 300\text{ m}$ ), fosse remplie de rejets de concentrateurs, série 6 (cas 13 et 14). ....	220
Figure 4.94 Comparaison des profils de concentration au point ( $x = 40\text{ m}$ , $y = 150\text{ m}$ ), fosse remplie de rejets de concentrateur, série 7 (cas 15 et 16). ....	231
Figure 4.95 Comparaison des profils de concentration au point ( $x = 100\text{ m}$ , $y = 300\text{ m}$ ), fosse remplie de rejets de concentrateur, série 7 (cas 15 et 16). ....	231

Figure 4.96 Distribution des charges hydrauliques en fonction du temps, fosse remplie de rejets de concentrateur, cas 17. ....	233
Figure 4.97 Variation de la pression le long de l'axe vertical situé à $x = 40$ m, fosse remplie de rejets de concentrateurs, cas 17. ....	234
Figure 4.98 Variation du degré de saturation le long de l'axe vertical situé à $x = 40$ m, fosse remplie de rejets de concentrateurs, cas 17. ....	234
Figure 4.99 Comparaison de la pression au point ( $x = 40$ m, $y = 250$ m), fosse remplie de rejets de concentrateur, cas 12 et cas 17. ....	235
Figure 4.100 Comparaison du degré de saturation au point ( $x = 40$ m, $y = 250$ m), fosse remplie de rejets de concentrateur, cas 12 et 17. ....	236
Figure 4.101 Isocontours de concentration en fonction du temps, fosse remplie de rejets de concentrateur, cas 17. ....	237
Figure 4.101 Comparaison des concentrations en fonction du temps au point ( $x = 100$ m, $y = 300$ m), fosse remplie de rejets de concentrateur, cas 12 et 17. ....	238
Figure 4.102 Distribution de la charge hydraulique en fonction du temps, fosse remplie de rejets de concentrateur, cas 18. ....	239
Figure 4.103 Variation de la pression le long de l'axe vertical situé à $x = 40$ m, fosse remplie de rejets de concentrateur, cas 18. ....	240
Figure 4.104 Variation du degré de saturation le long de l'axe vertical situé à $x = 40$ m, fosse remplie de rejets de concentrateur, cas 18. ....	240
Figure 4.105 Isocontours de concentration en fonction du temps, fosse remplie de rejets de concentrateur, cas 18. ....	241
Figure 4.106 Comparaison des concentrations au point ( $x = 100$ m, $y = 300$ m), fosse remplie de rejets de concentrateurs, cas 17 et 18. ....	242
Figure 4.107 Distribution de la charge hydraulique en fonction du temps, fosse remplie de rejets de concentrateur, cas 19. ....	243
Figure 4.108 Variation de la pression le long de l'axe vertical situé à $x = 40$ m, fosse remplie de rejets de concentrateur, cas 19. ....	244

Figure 4.109 Variation du degré de saturation le long de l'axe vertical situé à $x = 40$ m, fosse remplie de rejets de concentrateur, cas 19. ....	245
Figure 4.110 Isocontours de la concentration en fonction du temps, fosse remplie de rejets de concentrateur, cas 19. ....	246
Figure 4.111 Profil de la concentration au point ( $x = 40$ m, $y = 150$ m), fosse remplie de rejets de concentrateur, cas 19. ....	247
Figure 4.112 Distribution de la charge hydraulique en fonction du temps, fosse remplie de rejets de concentrateur, cas 20. ....	248
Figure 4.113 Variation de la pression le long de l'axe vertical situé à $x = 40$ m, fosse remplie de rejets de concentrateur, cas 20. ....	249
Figure 4.114 Variation du degré de saturation le long de l'axe vertical situé à $x = 40$ m, fosse remplie de rejets de concentrateur, cas 20. ....	249
Figure 4.115 Isocontours de concentration en fonction du temps, fosse remplie de rejets de concentrateur, cas 20. ....	251
Figure 4.116 Comparaison des concentrations au point ( $x = 40$ m, $y = 150$ m), fosse remplie de rejets de concentrateur, série 9 (cas 19 et 20). ....	252
Figure 4.117 Courbes degré de saturation en fonction de la pression pour la fracture, le roc et le MPE (inspirée de Fredlund et Popov). ....	254
Figure 4.118 Courbe de teneur en eau en fonction de la pression pour le MPE. ....	254
Figure 4.119 Distribution de la charge hydraulique en fonction du temps, cas d'un milieu poreux équivalent. ....	255
Figure 4.120 Isocontours de la concentration en fonction du temps, cas d'un MPE, série 10. ....	257
Figure 4.121 Isocontours de la charge hydraulique en fonction du temps, cas d'un MPE avec une porosité de 0.02. ....	258
Figure 4.122 Isocontours de la concentration en fonction du temps, cas d'un MPE, avec une porosité de 0.02. ....	260
Figure 5.1 Modèle conceptuel de la fosse symétrique avec le maillage. ....	269

Figure 5.2 Distribution des charges hydrauliques en fonction du temps, cas 1. ....	274
Figure 5.3 Variation de la pression le long de l'axe horizontal situé à $y = 280$ m, cas 1. ....	276
Figure 5.4 Variation du degré de saturation le long de l'axe horizontal situé à $y =$ $280$ m, cas 1. ....	276
Figure 5.5 Variation du degré de saturation en fonction du temps au point ( $x = 0$ m, $y = 230$ m), cas 1. ....	277
Figure 5.6 Variation de la pression en fonction du temps au point ( $x = 0$ m, $y =$ $230$ m), cas 1. ....	278
Figure 5.7 Évolution des isocontours de concentration en fonction du temps, cas 1. ....	279
Figure 5.8 Variation de la concentration au point de coordonnées $x = 0$ m et $y =$ $150$ m, cas 1. ....	280
Figure 5.9 Disposition des fractures verticales, fosse symétrique. ....	281
Figure 5.10 Distribution des isocontours de charge hydraulique en fonction du temps, cas 2. ....	282
Figure 5.11 Variation de la pression le long de l'axe horizontal situé à $y = 280$ m, cas 2. ....	283
Figure 5.12 Variation du degré de saturation le long de l'axe horizontal situé à $y = 280$ m, cas 2. ....	284
Figure 5.13 Comparaison de la pression au point ( $x = 0$ m, $y = 230$ m), série 1. ....	285
Figure 5.14 Comparaison du degré de saturation au point ( $x = 0$ m, $y = 230$ m), série 1. ....	285
Figure 5.15 Évolution des isocontours de concentration en fonction du temps, cas 2. ....	286
Figure 5.16 Comparaison des concentrations en fonction du temps au point ( $x = 0$ m, $y = 150$ m), série 1. ....	287
Figure 5.17 Structure du réseau des fractures orthogonales, ouverture = $0.3$ mm. ....	288
Figure 5.18 Distribution des isocontours de charge hydraulique en fonction du temps, cas 3. ....	289



Figure 5.19 Variation de la pression le long de l'axe horizontal situé à $y = 280$ m, cas 3.....	290
Figure 5.20 Variation du degré de saturation le long de l'axe horizontal situé à $y = 280$ m, cas 3. ....	291
Figure 5.21 Évolution des isocontours de concentration en fonction du temps, cas 3. ....	292
Figure 5.22 Variation de la concentration en fonction du temps au point ( $x = 200$ m, $y = 200$ m), cas 3. ....	293
5.3.2.1 Cas 4 : Massif rocheux homogène .....	294
Figure 5.23 Distribution de la charge hydraulique en fonction du temps, série 2. ....	294
Figure 5.24 Variation de la pression le long de l'axe horizontal situé à $y = 280$ m, cas 4.....	295
Figure 5.25 Variation du degré de saturation le long de l'axe horizontal situé à $y = 280$ m, cas 4. ....	296
Figure 5.26 Évolution des isocontours de concentration en fonction du temps, cas 4. ....	297
5.3.2.2 Cas 5 : Massif rocheux avec fractures orthogonales .....	297
Figure 5.27 Distribution des isocontours de charge hydraulique en fonction du temps, cas 5. ....	298
Figure 5.28 Variation de la pression le long de l'axe vertical situé à $y = 280$ m, cas 5. ....	299
Figure 5.29 Variation du degré de saturation le long de l'axe vertical situé à $y = 280$ m, cas 5. ....	300
Figure 5.30 Évolution des isocontours de la concentration en fonction du temps, cas 5.....	301
Figure 5.31 Comparaison des concentrations au point ( $x = 100$ m, $y = 230$ m), série 2. ....	302
Figure 5.32 Distribution des isocontours de charge hydraulique en fonction du temps, cas 6. ....	303
Figure 5.33 Variation de la pression le long de l'axe horizontal situé à $y = 280$ m, cas 6.....	304

Figure 5.34 Variation du degré de saturation le long de l'axe horizontal situé à $y = 280$ m, cas 6. ....	305
Figure 5.35 Comparaison des degrés de saturation au point ( $x = 0$ m, $y = 230$ m), série 3. ....	306
Figure 5.36 Comparaison des pressions au point ( $x = 0$ m, $y = 230$ m), série 3.....	306
Figure 5.37 Évolution des isocontours de la concentration en fonction du temps, cas 6.....	307
Figure 5.38 Variation de la pression le long de l'axe horizontal situé à $y = 280$ m, cas 7.....	309
Figure 5.39 Variation du degré de saturation le long de l'axe horizontal situé à $y = 280$ m, cas 7. ....	309
Figure 5.40 Évolution des isocontours de la concentration en fonction du temps, cas 7.....	310
Figure 5.41 Variation de la concentration en fonction du temps au point ( $x = 320$ m, $y = 200$ m), cas 7. ....	311
Figure 5.42 Distribution des isocontours de charge hydraulique en fonction du temps, cas 8.....	313
Figure 5.43 Variation de la pression le long de l'axe horizontal situé à $y = 280$ m, cas 8.....	314
Figure 5.44 Variation du degré de saturation à $y = 280$ m, fosse symétrique remplie de stériles miniers, cas 8.....	314
Figure 5.45 Variation de la pression au point ( $x = 0$ m, $y = 180$ m), fosse symétrique remplie de stériles miniers, cas 8. ....	316
Figure 5.46 Variation du degré de saturation au point ( $x = 0$ m, $y = 180$ m), fosse symétrique remplie de stériles miniers, cas 8.....	316
Figure 5.47 Évolution des isocontours de concentration en fonction du temps, cas 8. ....	317
Figure 5.48 Variation de la pression le long de l'axe horizontal situé à $y = 280$ m, cas 9.....	318

Figure 5.49 Variation du degré de saturation le long de l'axe horizontal situé à $y = 280$ , cas 9. ....	319
Figure 5.50 Évolution des isocontours de la concentration en fonction du temps, cas 9. ....	320
Figure 5.51 Distribution des isocontours de charge hydraulique en fonction du temps, cas 10. ....	322
Figure 5.52 Variation de la pression le long de l'axe horizontal situé à $y = 280$ m, cas 10. ....	323
Figure 5.53 Variation du degré de saturation le long de l'axe horizontal situé à $y = 280$ m, cas 10. ....	324
Figure 5.54 Variation de la pression en fonction du temps au point ( $x = 0$ m, $y = 230$ m) à l'intérieur de la fosse, cas 10. ....	325
Figure 5.55 Variation du degré de saturation en fonction du temps au point ( $x = 0$ m, $y = 230$ m) à l'intérieur de la fosse, cas 10. ....	325
Figure 5.56 Évolution des isocontours de la concentration en fonction du temps, cas 10. ....	326
Figure 5.57 Variation de la concentration le long de l'axe horizontal situé à $y = 280$ m et au temps $t = 2$ ans, cas 10. ....	327
Figure 5.58 Distribution des isocontours de la charge hydraulique en fonction du temps, cas 11. ....	328
Figure 5.59 Variation de la pression le long de l'axe horizontal situé à $y = 280$ m, cas 11. ....	329
Figure 5.60 Variation du degré de saturation le long de l'axe horizontal situé à $y = 280$ m, cas 11. ....	330
Figure 5.61 Évolution des isocontours de concentration en fonction du temps, ....	331
Figure 5.62 Comparaison des concentrations en deux points, cas 11. ....	332
Figure 5.63 Distribution des isocontours de la charge hydraulique en fonction du temps, cas 12. ....	334

Figure 5.64 Comparaison de la pression pour deux positions initiales de la nappe, fosse remplie de rejets de concentrateur. ....	335
Figure 6.1 Structure du chantier remblayé souterrain à proximité d'une fracture horizontale. ....	369
Figure 6.2 Valeurs des isocontours des charges hydrauliques à $t = 365$ jours, cas chantier 0 , écoulement saturé. ....	371
Figure 6.3 Variation de la charge hydraulique en fonction de la distance au temps $t = 365$ jours, cas sans chantier, écoulement saturé. ....	372
Figure 6.4 Valeurs des isocontours des charges hydrauliques à 365 jours, cas chantier 1, écoulement saturé. ....	373
Figure 6.5 Comparaison des charges hydrauliques dans le massif rocheux au temps 365 jours le long d'une ligne horizontale passant par $z = 20$ m, écoulement saturé. ....	374
Figure 6.6 Comparaison des charges hydrauliques le long de la fracture située à $z = 24.5$ m et au temps $t = 365$ jours, écoulement saturé. ....	374
Figure 6.7 Isocontours des concentrations en fonction du temps, chantier remblayé à proximité d'une fracture horizontale, écoulement saturé. ....	375
Figure 6.8 Variation de la concentration au point ( $x = 5$ m, $z = 20$ m), chantier remblayé, écoulement saturé. ....	376
Figure 6.9 Modèle conceptuel d'un chantier souterrain avec une fracture qui le traverse. ....	377
Figure 6.10 Isocontours de charges hydrauliques au temps $t = 1$ an, chantier remblayé à proximité d'une fracture qui le traverse, écoulement saturé. ....	378
Figure 6.11 Isocontours des concentrations; chantier remblayé à proximité d'une fracture qui le traverse, écoulement saturé. ....	379
Figure 6.12 Comparaison des concentrations au point ( $x = 5$ m, $z = 20$ m) pour les deux positions de la fracture (chantier remblayé, écoulement saturé). ....	380
Figure 6.13 Courbe de rétention d'eau pour le remblai en pâte (tirée de Godbout et al., 2004). ....	381

Figure 6.14 Courbe de la conductivité hydraulique en fonction de la pression pour le remblai en pâte (tirée de Godbout et al., 2004).....	381
Figure 6.15 Isocontours de charges hydrauliques à divers temps, chantier remblayé à proximité d'une fracture horizontale, écoulement non saturé.....	382
Figure 6.16 Variation de la pression le long d'une ligne horizontale passant par $z = 20$ m, chantier remblayé à proximité d'une fracture horizontale, cas d'un écoulement non saturé.....	383
Figure 6.17 Variation du degré de saturation le long d'une ligne horizontale passant par $z = 20$ m, chantier remblayé à proximité d'une fracture horizontale, cas d'un écoulement non saturé.....	384
Figure 6.17 Résultats des isocontours des concentrations en fonction du temps, chantier remblayé à proximité d'une fracture, écoulement non saturé.....	385
Figure 6.18 Comparaison des concentrations en fonction du temps au point ( $x = 5$ m, $z = 20$ m), chantier remblayé à proximité d'une fracture.....	386
Figure 6.19 Structure du modèle du chantier souterrain à proximité d'un réseau de fractures orthogonales. ....	387
Figure 6.20 Isocontours de charges hydrauliques au temps $t = 1$ an, chantier remblayé à proximité d'un réseau de fractures orthogonales, cas d'un écoulement saturé. ....	388
Figure 6.21 Isocontours de concentrations en fonction du temps, chantier remblayé à proximité d'un réseau de fractures orthogonales, cas d'un écoulement saturé. ....	389
Figure 6.22 Variation de la concentration en fonction du temps au point ( $x = 5$ m, $z = 20$ m); chantier remblayé à proximité d'un réseau de fractures orthogonales, cas d'un écoulement saturé. ....	390
Figure 6.23 Isocontours de charges hydrauliques en fonction du temps, chantier remblayé à proximité d'un réseau de fractures orthogonales, cas d'un écoulement non saturé. ....	391

Figure 6.24 Variation de la pression le long d'une ligne horizontale passant par $z = 20$ m; chantier remblayé à proximité d'un réseau de fractures orthogonales, cas d'un écoulement non saturé. ....	392
Figure 6.25 Variation du degré de saturation le long d'une ligne horizontale passant par $z = 20$ m; chantier remblayé à proximité d'un réseau de fractures, cas d'un écoulement non saturé.....	393
Figure 6.26 Isocontours de concentrations en fonction du temps, chantier remblayé à proximité d'un réseau de fractures orthogonales, cas d'un écoulement non saturé.....	394
Figure 6.27 Comparaison des concentrations en fonction du temps au point ( $x = 5$ m, $z = 20$ m), chantier remblayé à proximité d'un réseau de fractures.....	395
Figure 6.28 Méthodologie du couplage hydromécanique indirect.....	398
Figure 6.29 Effet du paramètre $i_0$ (en degrés) sur la relation déplacement normal – déplacement de cisaillement dans CSDS. ....	401
Figure 6.30 Effet du paramètre $K_{ni}$ (en MPa/mm) sur la relation déplacement normal – déplacement de cisaillement dans CSDS. ....	402
Figure 6.31 Effet du paramètre $V_m$ (en mm) sur la relation déplacement normal – déplacement de cisaillement dans CSDS. ....	402
Figure 6.33 Structure du premier modèle construit avec Phase <sup>2</sup> pour évaluer les lois de comportement mécanique du joint soumis à une contrainte normale. ....	404
Figure 6.34 Courbe déplacement normal – contrainte normale pour le joint (modèle de la figure 6.33). ....	405
Figure 6.35 Structure des modèles pour évaluer le comportement en cisaillement du joint. ....	406
Figure 6.36 Courbes contrainte de cisaillement - déplacement de cisaillement du joint pour les trois modèles 1, 2 et 3 (modèles de la figure 6.35). ....	408
Figure 6.37 Structure du modèle du chantier remblayé à proximité d'une fracture horizontale (simulation avec Phase <sup>2</sup> ). ....	410

Figure 6.38 Variation de la contrainte normale en fonction de la distance le long du joint (selon Phase <sup>2</sup> , sans pression d'eau), cas du chantier à proximité d'une fracture horizontale.....	413
Figure 6.39 Variation de la contrainte de cisaillement en fonction de la distance le long du joint (selon Phase <sup>2</sup> , sans pression d'eau), cas du chantier à proximité d'une fracture horizontale. ....	413
Figure 6.40 Relation déplacement normal – déplacement de cisaillement obtenue avec CSDS pour une pression d'eau moyenne le long du joint de 0.305 MPa pour divers $\sigma_n$ . ....	415
Figure 6.41 Relation contrainte de cisaillement – déplacement de cisaillement obtenue avec CSDS pour une pression d'eau moyenne le long du joint de 0.305 MPa pour divers $\sigma_n$ . ....	416
Figure 6.42 Différents segments montrant la variation de la contrainte normale effective en fonction de la distance le long du joint, cas du chantier à proximité d'une fracture horizontale. ....	422
Figure 6.43 Variation des ouvertures en fonction de la contrainte normale, pression d'eau de 0.305 MPa, cas du chantier à proximité d'une fracture horizontale.....	423
Figure 6.44 Variation de l'ouverture en fonction du déplacement normal moyen pour une pression d'eau de 0.305 MPa, cas du chantier à proximité d'une fracture horizontale.....	424
Figure 6.45 Variation de l'ouverture en fonction du déplacement de cisaillement pour une pression d'eau de 0.305 MPa, cas du chantier à proximité d'une fracture horizontale.....	425
Figure 6.46 Ouverture en fonction de la distance le long de la fracture pour une pression d'eau de 0.305 MPa, cas du chantier à proximité d'une fracture horizontale ( $U_{\max}$ et $U_{\min}$ sont respectivement le déplacement au cisaillement maximum et minimum, $e_0$ est l'ouverture hydraulique initiale). ....	426

Figure 6.47a Distribution des charges hydrauliques, cas du chantier à proximité d'une fracture horizontale, fracture d'ouverture uniforme. ....	428
Figure 6.47b Distribution des charges hydrauliques, cas du chantier à proximité d'une fracture horizontale, fracture d'ouverture variable. ....	429
Figure 6.48 Comparaison des charges hydrauliques le long de la fracture à $t = 1$ an, cas du chantier à proximité d'une fracture horizontale. ....	430
Figure 6.49a Distribution des concentrations, cas d'un chantier à proximité d'une fracture horizontale, fracture d'ouverture uniforme. ....	431
Figure 6.49b Distribution des concentrations, cas d'un chantier à proximité d'une fracture horizontale, fracture d'ouverture variable. ....	432
Figure 6.50 Distribution des concentrations, cas d'un chantier à proximité d'une fracture horizontale, fracture d'ouverture variable située à la surface du chantier. ....	433
Figure 6.51 Modèle conceptuel du chantier remblayé à proximité d'un réseau de fractures orthogonales. ....	435
Figure 6.52 Distribution des charges hydrauliques à $t = 1$ an, cas du chantier à proximité d'un réseau de fractures orthogonales, ouverture uniforme de 0.3 mm. ....	437
Figure 6.53 Vecteurs vitesses à $t = 1$ an, chantier à proximité d'un réseau de fractures orthogonales, ouverture uniforme de 0.3 mm. ....	438
Figure 6.54 Évolution des isocontours de concentration en fonction du temps, cas du chantier à proximité d'un réseau de fractures orthogonales, ouverture uniforme de 0.3 mm. ....	439
Figure 6.55 Isocontours des charges hydrauliques à $t = 1$ an, chantier à proximité d'un réseau de fractures orthogonales, ouverture variable (cas avec 64 fractures). ....	443
Figure 6.56 Vecteurs vitesses à $t = 1$ an, cas du chantier à proximité d'un réseau de fractures orthogonales, fractures d'ouvertures variables. ....	444
Figure 6.57 Comparaison des charges hydrauliques le long de la fracture horizontale située à $z = 0$ m et à $t = 365$ jours, chantier à proximité des fractures orthogonales. ....	445



Figure 6.58 Isocontours de concentration en fonction du temps, cas du chantier à proximité d'un réseau de fractures orthogonales, ouverture variable (cas avec 64 fractures). .....	446
Figure I.1 Comparaison de la variation de la charge hydraulique en fonction de la hauteur, cas d'une colonne avec une seule couche de sol (écoulement saturé). .....	489
Figure I.2 Comparaison de la variation de la charge hydraulique en fonction de la hauteur au temps $t = 2.4 \times 10^6$ s, cas d'une colonne avec deux couches de sol (écoulement non saturé, régime transitoire). .....	489
Figure I.3 Comparaison de la variation du degré de saturation en fonction de la hauteur au temps $t = 2.4 \times 10^6$ s, cas d'une colonne avec deux couches de sol (écoulement non saturé, régime transitoire). .....	490
Figure II.1 Comparaison de la succion au point ( $x = 0$ m, $y = 230$ m), série 1. ....	492
Figure II.2 Comparaison du degré de saturation au point ( $x = 0$ m, $y = 230$ m), série 1. ....	492
Figure II.3 Distribution des isocontours de la charge hydraulique en fonction du temps, cas 7. ....	493
Figure II.4 Distribution des isocontours de la charge hydraulique en fonction du temps, cas 9. ....	494
Figure III.1 Isocontours de charges hydrauliques le long de la fracture et au temps $t = 365$ jours, cas d'un chantier à proximité d'une fracture horizontale. ....	496
Figure III.2 Variation de la contrainte de cisaillement au pic en fonction de la contrainte normale moyenne effective, chantier à proximité d'une fracture horizontale (modèle de la figure 6.37). ....	499
Figure III.3 Variation de la contrainte de cisaillement résiduelle en fonction de la contrainte normale moyenne effective, chantier à proximité d'une fracture horizontale (modèle de la figure 6.37). ....	499
Figure III.4 Diagramme de calcul des ouvertures mécaniques, chantier à proximité d'une fracture. ....	500

Figure III.5 Variation de la contrainte normale le long du joint traversant le chantier à $z = 0$ m (voir modèle de la figure 6.51).....	501
Figure III.6 Variation du déplacement au cisaillement le long du joint traversant le chantier à $z = 0$ m (voir modèle de la figure 6.51).....	501
Figure III.7 Variation de la contrainte normale le long des joints horizontaux (voir modèle de la figure 6.51). ....	502
Figure III.8 Variation du déplacement de cisaillement le long des joints horizontaux (voir modèle de la figure 6.51).....	502
Figure III.9 Variation de la contrainte normale le long du joint vertical traversant le chantier à $x = 0$ m (voir modèle de la figure 6.51).....	503
Figure III.10 Variation du déplacement de cisaillement le long du joint traversant le chantier à $x = 0$ m (voir modèle de la figure 6.51).....	503
Figure III.11 Variation de la contrainte normale le long des joints verticaux (voir modèle de la figure 6.51). ....	504
Figure III.12 Variation du déplacement de cisaillement le long des joints verticaux (voir modèle de la figure 6.51).....	504

## LISTE DES SYMBOLES

$A_{\text{sec}}$  : aire d'une section de la fracture perpendiculaire à l'écoulement [ $L^2$ ],  
 $AEV$  : pression d'entrée d'air [ $L$ ],  
 $a_s$  : pourcentage d'aires d'aspérités en contact [-],  
 $a$  : hauteur moyenne des aspérités [ $L$ ],  
 $b$  : espacement entre les parois de la fracture ou largeur du joint [ $L$ ],  
 $c$  : coefficient de cohésion des discontinuités [ $MT^{-2}L^{-2}$ ],  
 $c_a$  : cohésion apparente [ $MT^{-2}L^{-2}$ ],  
 $C_u$  : coefficient d'uniformité [-],  
 $c$  : concentration de contaminants [ $ML^{-3}$ ],  
 $c_0$  : concentration initiale [ $ML^{-3}$ ],  
 $c_f$  : concentration de contaminants dans la fracture [ $M/L^3$ ],  
 $D$  : coefficient de diffusion effectif [ $L^2/T$ ],  
 $D^0$  : coefficient de diffusion propre [ $L^2/T$ ],  
 $D_L$  : coefficient de dispersion longitudinale [ $L^2/T$ ],  
 $D_T$  : coefficient de dispersion transversale [ $L^2/T$ ],  
 $D_h$  : coefficient de dispersion hydrodynamique [ $L^2/T$ ],  
 $d_h$  : diamètre hydraulique [ $L$ ],  
 $D_r$  : densité des grains solides [ $ML^{-3}$ ],  
 $e_i$  : ouverture initiale des discontinuités [ $L$ ],  
 $e_h$  : ouverture hydraulique de la fracture [ $L$ ],  
 $e$  : indice des vides [-],  
 $e_m$  : ouverture mécanique des discontinuités [ $L$ ],  
 $E_m$  : module d'Young [ $MT^{-2}L^{-2}$ ],  
 $E_i$  : module d'élasticité de la roche intacte [ $MT^{-2}L^{-2}$ ],  
 $f_s$  : espacement entre les fractures [ $L$ ],  
 $f$  : facteur de frottement,

$F_v$  : flux de masse par advection [ $M/L^2/T$ ],  
 $F_d$  : flux de diffusion [ $M/L^2/T$ ],  
 $g$  : accélération de la pesanteur [ $L/T^2$ ],  
 $G$  : module de rigidité,  
 $\Delta h$  : différence de charge hydraulique entre l'amont et l'aval de la fracture [L],  
 $i$  : angle de dilatance [degrés],  
 $i_p$  : angle de dilatance au pic [degrés],  
 $j$  : gradient hydraulique [-],  
 $JCS$  : résistance à la compression normale des discontinuités [ $MT^{-2}L^{-2}$ ],  
 $JRC$  : coefficient de rugosité de surface du joint [-],  
 $K_n$  : raideur normale des discontinuités [ $MT^{-2}L^{-3}$ ],  
 $K_{ni}$  : raideur normale initiale des discontinuités [ $MT^{-2}L^{-3}$ ],  
 $K_s$  : raideur tangentielle des discontinuités [ $MT^{-2}L^{-3}$ ],  
 $k_f$  : conductivité hydraulique des fractures [ $L/T$ ],  
 $k_{sat}$  : conductivité hydraulique à saturation [ $L/T$ ],  
 $k_m$  : conductivité hydraulique de la matrice [ $L/T$ ],  
 $K_e$  : perméabilité équivalente d'un ensemble de fractures [ $L/T$ ],  
 $k_w$  : conductivité hydraulique du puits [ $L/T$ ],  
 $K_r$  : perméabilité relative [ $LT^{-1}$ ],  
 $K_d$  : coefficient de distribution,  
 $L_0$  : taille de l'échantillon au laboratoire [L],  
 $L_n$  : taille de l'échantillon [L],  
 $L$  : Dimension de la fracture dans la direction parallèle à l'écoulement [L],  
 $m_v$  : paramètre de Van Genuchten,  
 $n$  : porosité [-],  
 $n_e$  : porosité effective [-],  
 $q$  : débit par unité de largeur [ $L^3/T/L$ ],  
 $Q_f$  : Débit dans la fracture [ $L^3/T$ ],  
 $R_e$  : nombre de Reynolds [-],

$R_{ec}$  : nombre de Reynolds critique [-],  
 $R_r$  : rugosité relative de surface [L/L],  
 $r_w$  : rayon du puits d'injection [L],  
 $r_e$  : rayon externe du puits [L],  
 $r$  : rayon de conduite équivalente [L],  
 $s_w$  : degré de saturation [-],  
 $s_s$  : coefficient d'emménagement spécifique [L<sup>-1</sup>],  
 $s_{weff}$  : degré de saturation effectif [-],  
 $s_{wres}$  : degré de saturation résiduel [-],  
 $S_0$  : cohésion [MT<sup>-2</sup>L<sup>-2</sup>],  
 $u_i$  : vitesse dans la direction i [L/T],  
 $u$  : déplacement tangentiel [L],  
 $u_p$  : déplacement de cisaillement au pic [L],  
 $u_r$  : déplacement de cisaillement résiduel [L],  
 $u_{moy}$  : déplacement de cisaillement moyen [L],  
 $VER$  : volume élémentaire représentatif [L<sup>3</sup>],  
 $V$  : volume de l'aquifère [L<sup>3</sup>],  
 $v$  : déplacement normal [L],  
 $v_{ini}$  : déplacement normal initial [L],  
 $v_{moy}$  : déplacement normal moyen [L],  
 $V_m$  : fermeture maximale du joint [L],  
 $v_s$  : vitesse d'écoulement moyenne [L/T],  
 $v_f$  : Vitesse moyenne de l'eau dans la fracture [L/T],  
 $w$  : dimension du joint dans la direction perpendiculaire à l'écoulement [L],  
 $\sigma_n$  : contrainte normale [MT<sup>-2</sup>L<sup>-2</sup>],  
 $\sigma'_n$  : contrainte normale effective [MT<sup>-2</sup>L<sup>-2</sup>],  
 $\sigma_t$  : contrainte de transition [MT<sup>-2</sup>L<sup>-2</sup>],  
 $\sigma_c$  : résistance à la compression simple de la roche [MT<sup>-2</sup>L<sup>-2</sup>],  
 $\tau_p$  : résistance au pic des discontinuités [MT<sup>-2</sup>L<sup>-2</sup>],

$\tau_r$  : résistance résiduelle des discontinuités [ $MT^{-2}L^{-2}$ ],  
 $\tau$  : tortuosité [-],  
 $\tau_m$  : résistance au cisaillement de la matrice rocheuse [ $MT^{-2}L^{-2}$ ],  
 $T_{ex}$  : taux d'échange volumétrique [ $L^3L^{-3}T^{-1}$ ],  
 $\phi$  : angle de frottement des discontinuités [degrés],  
 $\phi_r$  : angle de frottement résiduel [degrés],  
 $\phi_u$  : angle de frottement entre deux surfaces lisses et planes [degrés],  
 $\phi_f$  : angle de frottement à la rupture totale [degrés],  
 $\phi_b$  : angle de frottement de base [degrés],  
 $\phi_b$  : angle de frottement de la roche intacte [degrés],  
 $v_p$  : taux de dilatance à la rupture [-],  
 $\nu$  : coefficient de Poisson [-],  
 $\mu$  : viscosité dynamique [ $M/LT$ ],  
 $\rho$  : masse volumique [ $M/L^3$ ],  
 $dp/dx$  : coefficient de pression,  
 $\Theta_f$  : teneur en eau volumique des fractures [ $L^3/L^3$ ],  
 $\theta_s$  : teneur en eau à saturation [-],  
 $\alpha$  : coefficient de couplage [-],  
 $\alpha_L$  : dispersivité longitudinale [L],  
 $\alpha_T$  : dispersivité transversale [L],  
 $\Psi$  : charge de pression (ou succion) [L],  
 $\omega_m$  : porosité primaire [-],  
 $dc/dx$  : gradient de concentration [ $ML^{-4}$ ],  
 $\lambda$  = coefficient de frottement [-],  
 $\varepsilon$  = amplitude des aspérités [-],  
 $\lambda_0$  : coefficient du taux de décroissance [-],  
 $\rho_b$  : densité globale de la matrice.

## LISTE DES ANNEXES

Annexe I: Autres résultats préliminaires obtenus avec HydroGeosphere et SEEP/W...	488
Annexe II: Autres résultats obtenus pour une fosse symétrique avec effet du gradient régional.....	491
Annexe III : Autres résultats obtenus pour le cas d'un chantier remblayé à proximité d'une fracture horizontale ou un réseau de fractures orthogonales et couplage hydromécanique indirect.....	495

## **CHAPITRE 1: INTRODUCTION**

### **1.1 Généralités**

L'industrie minière contribue de façon significative à l'activité économique canadienne, particulièrement aux chapitres de l'exportation et de l'emploi, mais aussi grâce aux nombreux développements technologiques qui s'y produisent. L'exploitation des mines et le traitement des minéraux engendrent toutefois la production de divers types de rejets, qui doivent être gérés de façon rationnelle et sécuritaire afin de protéger l'environnement (Aubertin et al., 2002). Ainsi, on doit prêter une grande attention à la stabilité géotechnique des ouvrages de surface construits pour l'entreposage et le confinement des rejets solides et liquides. D'autres préoccupations existent aussi face au phénomène du drainage minier acide (DMA) associé à l'oxydation des minéraux sulfureux, tels la pyrite et la pyrrhotite, ou récemment le drainage neutre contaminé (DNC). Ces minéraux peuvent réagir avec l'eau et l'oxygène atmosphérique pour engendrer un lixiviat acide favorisant la dissolution des métaux et autres contaminants susceptibles d'engendrer des impacts défavorables sur l'environnement. Ce risque peut être accentué par les discontinuités présentes dans le massif rocheux à proximité des sites de stockage des rejets miniers. Les fractures peuvent influencer la stabilité mécanique des ouvrages de stockage et augmenter le risque environnemental puisqu'elles ont un impact significatif sur l'écoulement et le transport de masse. Les contaminants migrent alors à des vitesses beaucoup plus grandes dans ces fractures que dans la roche intacte. La propagation des contaminants à travers les réseaux de fractures peut s'étendre sur de grandes distances de la source.



Ainsi, il s'avère primordial d'analyser les différents types d'écoulement autour des rejets miniers entreposés dans les massifs rocheux fracturés afin d'évaluer les risques de contamination environnementale. Dans certains cas, il peut aussi s'avérer important de tenir compte des interactions entre le comportement mécanique et hydraulique des discontinuités afin de mieux représenter la réalité.

Des contributions significatives pour mieux comprendre l'écoulement et le transport de solutés dans les milieux poreux fracturés ont été présentées au cours des dernières décennies, notamment afin de trouver une solution pour l'enfouissement des déchets radioactifs (e.g. Neretnieks, 1980; Schwartz et al., 1983; Wang et Narasimhan, 1985; Therrien et Sudicky, 1996). La majorité des efforts sur les massifs fracturés s'est concentrée sur l'étude des roches cristallines à faible porosité, mais des études récentes se sont aussi orientées plus vers les problèmes de migration de contaminants dans les milieux fracturés relativement poreux. Ces dépôts forment des aquitards généralement situés à la surface et qui recouvrent souvent des aquifères de sable ou de gravier (Cherry, 1989; Therrien et Sudicky, 1996).

## **1.2 Enjeux environnementaux pour l'industrie minière**

Un site minier est défini comme étant l'endroit où l'on extrait les minéraux ayant une valeur commerciale. Les matières résiduelles qui y sont produites sont usuellement déposées dans des aires d'entreposage sous forme broyée (i.e. les rejets de concentrateur) ou simplement concassée (i.e. les stériles miniers). Chaque type de rejet est géré de façon spécifique, en fonction de ses propriétés, des caractéristiques de l'opération minière, et des particularités du site. Les dimensions des composantes d'une mine sont différentes d'une exploitation à l'autre. Selon les composantes et les caractéristiques des matériaux traités, les effets sur l'environnement seront différents (Aubertin et al. 2002).

Dans l'historique environnemental d'un site minier, on peut distinguer deux principales phases inter-reliées, soit la phase opérationnelle et la phase post-fermeture.

Durant la phase opérationnelle, les principales préoccupations environnementales sont associées à la stabilité des ouvrages et au respect des normes environnementales. À la fin de la vie de la mine, il faut remettre le site en bon état en procédant au démantèlement des infrastructures et à la restauration des aires d'entreposage des rejets. C'est ce dernier point qui est la principale source de préoccupations, particulièrement dans le cas où les rejets (stériles miniers et/ou rejets de concentrateur) contiendraient des minéraux sulfureux qui peuvent s'oxyder lorsqu'ils sont exposés à l'eau, à l'air et à l'action bactérienne.

Afin de résoudre ce type de problème, on a souvent recours aux modèles numériques. Ces modèles sont très utiles pour étudier le comportement et les effets à long terme dans des systèmes complexes. La simulation de l'écoulement de l'eau et du transport de contaminants dans les massifs rocheux fracturés est toutefois souvent assez difficile à cause de la complexité des lois de comportement et aussi de la géométrie du réseau de fractures, de leur interconnexion ainsi que leur ouverture. Certaines simplifications sont toujours nécessaires afin de résoudre ce type de problème. A cet égard, plusieurs codes numériques simulant l'écoulement de l'eau et le transport des contaminants dans les milieux poreux fracturés ont été développés. Une approche classique consiste à considérer le milieu poreux fracturé comme étant un milieu continu ou un milieu poreux équivalent dans lequel les variations spatiales des propriétés hydrogéologiques de la masse rocheuse sont moyennées dans un volume élémentaire représentatif (Bear, 1993). Durant ce projet de doctorat, le modèle numérique HydroGeosphere, développé par Therrien et al. (2005), est utilisé. Ce code 3D permet de résoudre l'écoulement variablement saturé et le transport des contaminants dans les milieux discrètement fracturés.

### **1.3 Les fluides et le comportement mécanique des roches**

La présence d'un fluide (surtout de l'eau) en contact avec un matériau solide a un effet important sur sa résistance mécanique. De nombreux résultats expérimentaux ont montré une baisse de la résistance ultime des roches en présence de l'eau et d'autres fluides (Morlier 1970, Parate 1973, Ballivy et al. 1978, Gagnon 1983; Kirby et McCormick 1984; Tremblay, 2005). L'eau peut aussi engendrer une baisse de la résistance au cisaillement le long des discontinuités. Les fluides agissent de deux façons afin de réduire la résistance des roches. D'une part, la loi des contraintes effectives entraîne un effet purement mécanique sur la résistance. D'autre part, des effets physico-chimiques peuvent influencer aussi la résistance des massifs rocheux.

L'interaction entre les relations contrainte-déformation du solide et l'écoulement-pression du fluide pendant un chargement interne ou externe est un phénomène important à considérer. Ce phénomène de couplage hydromécanique permet d'analyser le comportement des discontinuités sous l'effet des contraintes lorsqu'il y a un écoulement d'eau. Dans ce qui suit, la problématique ainsi que les principaux objectifs de cette thèse seront présentés.

### **1.4 Problématique, objectifs et structure de la thèse**

L'objectif général de la thèse est d'étudier l'effet de l'entreposage des rejets miniers dans des excavations créées dans les massifs rocheux fracturés. On vise à simuler les écoulements saturés et non saturés autour des rejets miniers entreposés dans les mines à ciel ouvert et les excavations souterraines (incluant le transport de contaminants). Afin de relier l'effet des contraintes et de la pression d'eau sur le comportement des fractures, le développement d'une méthodologie de couplage hydromécanique indirect entre les

deux codes (HydroGeosphere, Therrien et al., 2005; et Phase<sup>2</sup>, Rocscience, 2003) fera aussi l'objet de cette thèse.

Peu de travaux ont été publiés spécifiquement sur ce sujet. L'écoulement de l'eau et le transport de contaminants dans les massifs rocheux fracturés est un axe de recherche relativement récent, surtout en ce qui concerne les écoulements non saturés et le couplage hydromécanique indirect. L'industrie minière est intéressée par ce phénomène (Thériault, 2004; Tremblay, 2005; Graf, 2005; Kadiri, 2002).

Ces travaux de thèse comportent trois objectifs spécifiques :

- Maîtriser l'utilisation du code HydroGeosphere à partir de simulations préliminaires avec les codes HydroGeosphere (Therrien et al., 2005) et Phase<sup>2</sup> (Rocscience, 2003).
- Analyser l'écoulement et le transport de contaminants autour des rejets miniers entreposés dans des massifs rocheux fracturés afin de quantifier l'effet de plusieurs facteurs, tels que les caractéristiques hydriques des rejets, la position, le nombre et l'ouverture des fractures ainsi que le gradient hydraulique régional.
- Élaborer et utiliser une méthode de couplage hydromécanique indirect entre les résultats des deux codes de simulation (HydroGeosphere et Phase<sup>2</sup>) pour évaluer l'effet du champ des contraintes sur le comportement des fractures.

Pour atteindre les objectifs de notre projet de recherche, les hypothèses suivantes ont été posées :

- La loi classique communément utilisée pour analyser l'écoulement d'eau à travers les fissures ou les fractures, connue sous le nom de la loi cubique (e.g. Witherspoon, 1986; Elsworth, 1993), est valable. Le code numérique HydroGeosphere utilise la loi cubique pour modéliser les écoulements dans les fractures ou les systèmes de fractures.

- Il existe une relation entre la pression d'eau dans les fractures et la réponse hydromécanique des massifs rocheux fracturés. Cette relation agit selon deux sens: la variation de la pression peut affecter la déformation des massifs et leur résistance au cisaillement; de même, les déformations des massifs peuvent affecter la pression d'eau dans les fissures et ainsi l'ouverture et la transmissivité dans les fractures.
- Il est possible de coupler indirectement et de modéliser le comportement hydromécanique des fractures.
- On suppose que les contaminants sont non réactifs et non adsorbés.

Tel que mentionné, deux codes seront utilisés au cours du présent projet. Le code HydroGeosphere de Therrien et al. (2005) permet de simuler en 3D les écoulements et le transport de contaminants dans les fractures. Le code Phase<sup>2</sup> de Rocscience, Inc. (Rocscience, 2003) permet de simuler l'effet des champs de contraintes et de la pression d'eau sur la réponse des géomatériaux (et des fractures). Un couplage hydromécanique indirect entre les deux codes sera réalisé afin de simuler l'effet des contraintes et de la pression d'eau sur le comportement des fractures et le changement de leur ouverture.

La thèse est structurée en sept chapitres, comme suit :

Après l'introduction, le chapitre 2 est consacré à une revue de littérature. Ce chapitre traite d'abord du comportement mécanique des discontinuités et des massifs rocheux fracturés. Ensuite, il aborde l'écoulement de l'eau dans les fractures et les lois de comportement qui y sont reliées. Le transport des contaminants est aussi décrit. Ce chapitre inclut aussi une présentation de différents codes numériques pour les milieux fracturés. Enfin, une dernière partie décrit les différents types de rejets miniers produits par une exploitation minière.

Le chapitre 3 présente les résultats des essais préliminaires réalisés avec le code HydroGeosphere pour des simulations en 1D et 2D selon différentes conditions de

saturation et divers régimes d'écoulement. Les résultats obtenus par d'autres auteurs, avec d'autres codes ou avec d'anciennes versions du code HydroGeosphere, ont été repris dans ce chapitre. Les différents résultats ont permis de bien maîtriser le code, de se familiariser avec ses différentes fonctions et d'évaluer ses limitations.

Le chapitre 4 traite de la problématique des écoulements et du transport de contaminants autour d'une fosse axisymétrique (i.e. avec symétrie radiale). Deux types de matériaux ont été considérés : les stériles miniers et les rejets de concentrateur. Les analyses montrent que l'écoulement de l'eau dépend des propriétés du matériau de la fosse et des conditions initiales et aux limites fixées. Les fractures ont aussi un effet très significatif sur la distribution des charges hydrauliques et sur la migration des contaminants.

Dans le chapitre 5, on présente (et discute) les résultats de l'effet d'un gradient hydraulique régional sur l'écoulement et le transport des contaminants lorsque les rejets miniers sont entreposés dans une fosse symétrique (2D). Les analyses montrent un effet important du gradient régional sur les résultats, et aussi l'effet amplifié du gradient en présence des fractures dans le massif rocheux.

Le chapitre 6 présente les résultats de simulations d'un chantier remblayé souterrain à proximité d'une fracture ou d'un réseau de fractures orthogonales. Ces résultats montrent notamment l'effet du chantier sur la distribution des charges hydrauliques. La fracture a aussi un effet marqué sur les résultats, mais cet effet est plus significatif lorsqu'elle est située plus près de la surface du chantier. On présente aussi les résultats de la méthodologie de couplage hydromécanique indirect entre les deux codes HydroGeosphere et Phase<sup>2</sup>. Une analyse et une discussion des résultats obtenus avec cette méthodologie terminent ce chapitre.

La conclusion et les recommandations sont présentées au chapitre 7 qui clôt cette thèse.

## CHAPITRE 2 : REVUE DE LITTÉRATURE

### 2.1 Généralités

L'écoulement des fluides dans les massifs rocheux est, dans la plupart des cas, contrôlé par l'écoulement le long des joints (diaclasses) ou des fissures. Le réseau des joints peut, dans les roches poreuses, avoir une grande influence sur la production des gaz et les écoulements dans les réservoirs.

La déformation de la masse rocheuse résulte en la fermeture, le cisaillement et/ou la dilatation des diaclasses. Cette déformation peut être la conséquence du changement des contraintes externes à la roche et/ou la variation de la pression du fluide (ce qui revient à un changement des contraintes effectives agissant sur le plan des joints) (Makurat et al., 1990). La section suivante décrit les différents types de fissures ou discontinuités, leurs origines ainsi que leurs caractéristiques.

### 2.2 Les discontinuités géologiques : types, origines et caractéristiques

Les masses rocheuses contiennent généralement certaines structures comme des plans de litage, des failles, des fissures, des fractures, des diaclasses et d'autres discontinuités qui sont formées à partir d'une grande variété de processus géologiques. Les discontinuités possèdent une faible résistance au cisaillement, une résistance en tension négligeable et une conductivité hydraulique élevée par rapport à la matrice rocheuse les entourant.

Les fractures se forment naturellement dans plusieurs types de formations géologiques, incluant les roches ignées et métamorphiques (granite, basalte, gneiss), les sédiments indurés (grès, quartz, schiste) et les roches carbonatées (calcaire, dolomite).

Les fractures sont produites sous une variété de processus géologiques et environnementaux. Ces processus incluent les mouvements tectoniques, les contraintes secondaires, la fissuration, les actions chimiques (peuvent causer des chenaux de dissolution) et les actions thermiques. En plus de leur existence sous des conditions naturelles, les fractures peuvent être induites artificiellement suite à un changement des pressions dans le domaine entourant les ouvertures souterraines telles les puits de productions pétrolières (Berkowitz, 1994).

Une discontinuité est définie comme étant « *toute cassure mécanique ou fracture ayant une résistance en tension négligeable dans une roche (Priest, 1993).* »

Le terme discontinuité ne permet aucune distinction concernant l'âge, la géométrie ou l'origine de la structure. Dans plusieurs cas, il est plus intéressant de distinguer entre les discontinuités naturelles, qui ont une origine géologique ou géomorphologique, et les discontinuités artificielles qui sont créées par des activités humaines comme les excavations dans le massif rocheux. Malgré que les discontinuités aient souvent une géométrie irrégulière ou courbée, il y a généralement une échelle à laquelle la surface totale ou une partie de cette surface est suffisamment plane pour qu'elle soit représentée par une seule valeur d'orientation (Priest, 1993).

Berkowitz (2002) suggère de diviser les discontinuités naturelles en deux classes principales : les joints et les failles. Les failles sont générées par des événements tectoniques à grande échelle, alors que les joints sont formés par des soulèvements et l'érosion, des pressions excessives de fluide ainsi que des actions chimiques et thermiques.



### 2.2.1 Les failles

Une faille est définie comme étant « *un plan de rupture en cisaillement qui expose des signes évidents d'un mouvement différentiel de la masse rocheuse dans chacune des faces du plan (Priest, 1993)* ». Il est supposé qu'une faille est induite quand les contraintes tectoniques produisent une contrainte de cisaillement qui excède la résistance au cisaillement d'un plan particulier dans la masse rocheuse.

Les failles se produisent rarement comme des structures planes individuelles, mais sont généralement regroupées en ensembles parallèles ou des zones de failles. Chaque élément dans une zone de failles aura un certain déplacement de cisaillement (Priest, 1993).

### 2.2.2 Les joints (ou diaclases) et les fissures

Les joints (diaclasses ou paraclases) sont définis comme étant « *des fractures ou des fissures dans une roche le long de laquelle il y avait peu ou pas de mouvement (Priest, 1993)* ». Les diaclases sont beaucoup plus fréquentes que les failles. En effet, il est très rare qu'un mètre cube de roche ne contienne aucune diaclase. Généralement, il faut considérer les facteurs suivants quand il s'agit de discuter des mécanismes qui sont à l'origine de la création des joints :

- les diaclases peuvent se former dans des matériaux allant de sédiments partiellement consolidés aux roches qui se sont trouvées intactes pour des millions d'années,
- certains mécanismes comme le métamorphisme thermique, peuvent donner lieu à la création ou déplacement des joints,
- la formation de diaclases va induire une redistribution complexe du champ des contraintes locales dans la masse rocheuse.

Dans les roches litées horizontalement, les joints peuvent être générés par les changements de contraintes induites par des soulèvements géologiques. Durant le soulèvement, il y a développement de contraintes de tension horizontales qui donnent lieu à des joints de tension proches de la surface (Priest, 1993).

Il existe un troisième type de discontinuités. Une fracture définie comme étant « *une cassure discrète dans une roche qui n'est pas parallèle avec une structure visible (Priest, 1993).* » Les termes « fracture » et « fissure » ont été adoptés par plusieurs auteurs en décrivant les joints et autres discontinuités qui se sont formés par des mécanismes de fracturation fragile. Les ingénieurs en mécanique des roches utilisent généralement ces termes pour décrire les fissures générées durant les sollicitations de matériaux rocheux, ou suite à une rupture des roches fragiles.

Les fissures sont définies comme « *des discontinuités divisant un matériau continu sans séparation des unités géologiques du matériau (Priest, 1993).* »

Il y a trois principaux modes de formation d'une fracture (Twiss et Morres, 1992) :

- a) mode I où la fracture se forme suite à une sollicitation de la roche en tension, le mouvement relatif des parois est perpendiculaire au plan de la fracture,
- b) modes II et III où les fractures sont les conséquences d'une sollicitation de la roche en compression ou en cisaillement, le mouvement relatif des parois est parallèle dans ce cas au plan de la fracture.

Les divers types de discontinuités sont généralement engendrés par des excès de contraintes dans le massif rocheux, mais les origines de ces excès sont diverses.

Il y a les excès de contraintes induits par des causes extérieures comme les travaux de construction et les mines, les cycles gel/dégel, le passage et retrait des glaciers, etc. et ceux d'origines géologiques tel que le mouvement des plaques tectoniques (Twiss et Morres, 1992). Lorsque les discontinuités sont interconnectées, elles constituent les conduites principales pour l'eau dans la plupart des massifs rocheux

### 2.2.3 Dimensions des discontinuités

Les dimensions d'une discontinuité comprennent la longueur et la largeur du plan de la fracture ainsi que la taille de l'ouverture. Il existe des discontinuités de toutes dimensions dans les massifs rocheux. D'une part, on retrouve les microfissures créées lors de la formation des roches et dont les dimensions sont de l'ordre du micron. D'autre part, il y a les failles qui peuvent être longues de plusieurs kilomètres avec des ouvertures de l'ordre du mètre. Les tableaux 2.1 et 2.2 résument respectivement les dimensions typiques des discontinuités en fonction de l'échelle et une classification des discontinuités en fonction de la taille de l'ouverture.

Tableau 2.1 Dimensions des discontinuités à différentes échelles (tiré de Lapcevic et al., 1999)

Échelle	Longueur et largeur	Ouverture
Microscopique	(100-1000) $\mu\text{m}$	(1-2) $\mu\text{m}$
Mésoscopique	(0.1-1000) m	(0.01-10) mm
Mégascopique	km	cm-m

Tableau 2.2 Classification des discontinuités en fonction de la taille de l'ouverture  
(tiré d'Indraratna et Ranjith, 2001)

Ouverture (mm)	Classification
< 0.1	Très étroite
0.1-0.25	Étroite
0.25-0.50	Partiellement ouverte
0.5-2.5	Ouverte
2.5-10	Moyennement large
> 10.0	Large

## 2. 3 Comportement mécanique des discontinuités

### 2.3.1 Discontinuités et déformabilité des roches

Les discontinuités peuvent avoir une influence sur la déformabilité de la masse rocheuse par la combinaison de l'un ou plusieurs des processus suivants :

- i) les déplacements des blocs adjacents peuvent créer des ouvertures qui ont une raideur négligeable par rapport à celle du matériau rocheux avoisinant,
- ii) les déplacements en cisaillement le long d'une discontinuité ayant une surface irrégulière peuvent créer un désenchevêtrement entre les surfaces adjacentes.
- iii) le matériau rocheux adjacent à la discontinuité pourrait devenir fracturé par déplacements de cisaillement, ou la discontinuité pourrait être remplie par un matériau importé, pour créer une zone qui aura des propriétés mécaniques différentes de celle du matériau rocheux avoisinant.

Dans la majorité des cas, les processus mentionnés ci-haut produisent une zone de matériau qui est plus déformable que la roche avoisinante, avec une importance régionale qui reflète la géométrie de la discontinuité originale et une épaisseur allant de quelques millimètres à plusieurs mètres (Priest, 1993). La déformation des roches fissurées inclut la dilatation, la fermeture et le cisaillement. Sous déformation de cisaillement, les caractéristiques des discontinuités peuvent être modifiées. Cette déformation va affecter la conductivité hydraulique d'où un effet sur l'écoulement des fluides et le transport de solutés (Tsang, 1990). La description analytique du comportement mécanique des discontinuités est principalement basée sur des essais de compression et de cisaillement réalisés en laboratoire dans des conditions contrôlées, ou encore sur des essais *in situ*. Une description du comportement mécanique sous chargement normal et en cisaillement avec différents chemins de sollicitation sera donnée dans ce qui suit.

### 2.3.2 Chargement normal

Dans ce type d'essai, la discontinuité est soumise à une contrainte  $\sigma_n$ , normale au plan de la discontinuité, qui tend à la fermer. La relation entre la contrainte normale et le déplacement normal  $u_n$  n'est généralement pas linéaire (figure 2.1). Les courbes expérimentales montrent une augmentation rapide de la raideur normale  $K_n$  (pente de la courbe  $\sigma_n - u_n$ ) avec l'augmentation de la charge appliquée : à partir d'une valeur initiale faible, la raideur croît vers la rigidité de la roche intacte. À la décharge, et pour les premiers cycles de charge-décharge, un effet d'hystérésis est observé, qui dépend essentiellement de l'ouverture initiale du joint. Les essais de charge-décharge montrent que :

- i) les courbes de charge-décharge se superposent après quelques cycles;
- ii) la fermeture du joint se stabilise à une valeur limite  $V_m$ , appelée fermeture maximale des discontinuités;

- iii)  $V_m$  croît quand la résistance à la compression uniaxiale de la roche diminue;
- iv) après déchargement, une fermeture normale permanente a été observée.

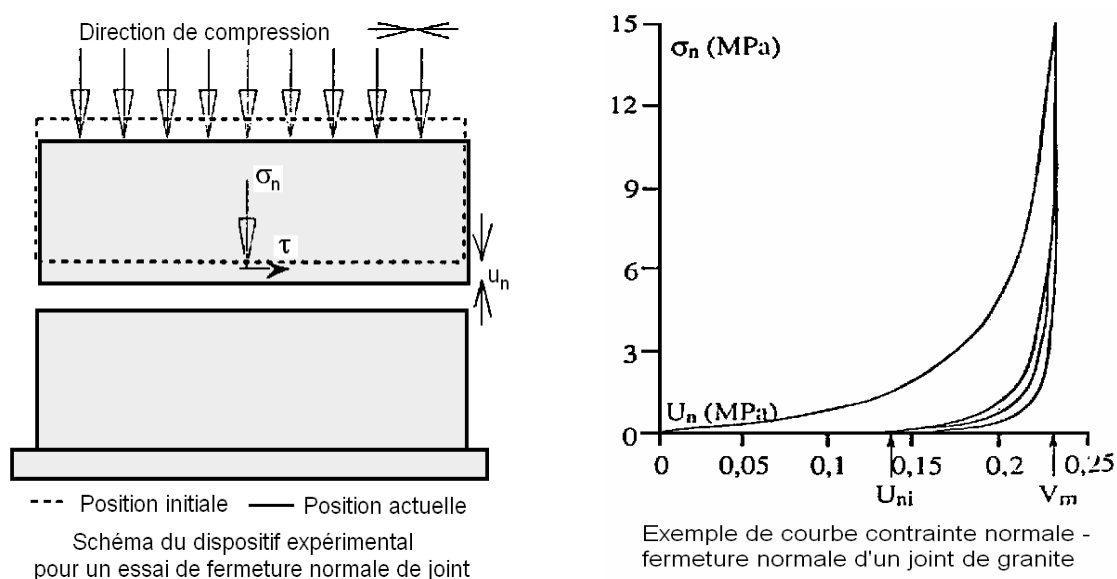


Figure 2.1 Dispositif expérimental et courbe résultant d'un essai de fermeture normale de joint (Tiré de Bérest, 2000).

L'ensemble de ces observations conduit souvent à une formulation hyperbolique de la loi du comportement normal des joints (Bérest, 2000). Les études au laboratoire du comportement d'une discontinuité en compression simple montrent une allure similaire de la courbe contrainte normale-déplacement normal (Billiaux et al., 1984). Lors du premier cycle de chargement-déchargement, une fermeture irréversible importante a été constatée.

Cette fermeture ne s'accroît pas dans les cycles suivants pour lesquels le comportement est élastique, bien qu'un léger effet d'hystérésis subsiste. Cette fermeture correspond à l'ouverture résiduelle.

Des résultats expérimentaux ont aussi montré que les diaclases se déforment élastiquement après les premiers cycles de chargement. En laboratoire, le phénomène d'hystérésis disparaît après les premiers cycles de charge-décharge et il peut être attribué, dans certains cas, à la méthode de préparation d'échantillons (Barton et al., 1985).

### 2.3.3 Cisaillement direct

#### 2.3.3.1 Essais à contrainte normale constante et modèles de comportement

Pendant l'essai de cisaillement, le déplacement relatif des deux faces de la discontinuité est imposé parallèlement au plan moyen, avec une vitesse constante. La contrainte normale  $\sigma_n$  appliquée est maintenue constante pendant toute la durée de l'essai. Au cours du cisaillement, la contrainte tangentielle sur le joint augmente progressivement avec le déplacement tangentiel  $u_s$ . La première partie de la courbe effort-déplacement est linéaire, le comportement de la discontinuité est élastique et la pente de la droite donne la raideur tangentielle de la discontinuité,  $k_s$ , qui varie avec la contrainte normale appliquée. Au delà de cette partie linéaire, la contrainte de cisaillement  $\tau$  augmente moins vite car l'endommagement progressif des aspérités de la discontinuité se développe. Un maximum est alors atteint qui correspond à la résistance de pic,  $\tau_p$ , de la discontinuité. Le déplacement relatif tangentiel nécessaire à la mobilisation de cette résistance  $\tau_p$  est souvent de l'ordre du millimètre (du moins à l'échelle du laboratoire). Au-delà de cette résistance, la contrainte tangentielle décroît plus ou moins fortement pour atteindre un palier caractérisant la résistance résiduelle,  $\tau_r$  (figure 2.2).

Les modèles les plus utilisés en génie des mines sont ceux de Goodman (Goodman et al., 1968; Goodman, 1976) et de Barton-Bandis (Barton, 1973, Barton et Choubey, 1977). La loi de comportement contrainte de cisaillement-déplacement tangentiel peut aller de la forme des courbes classiques bilinéaires aux courbes hyperboliques plus lisses (Barton et al., 1985). Le comportement bilinéaire est typique pour des échantillons de faible taille, des diaclases rugueuses et des faibles ratios contrainte normale effective/JCS (JCS = joint compressive strength) (Barton et al., 1985).

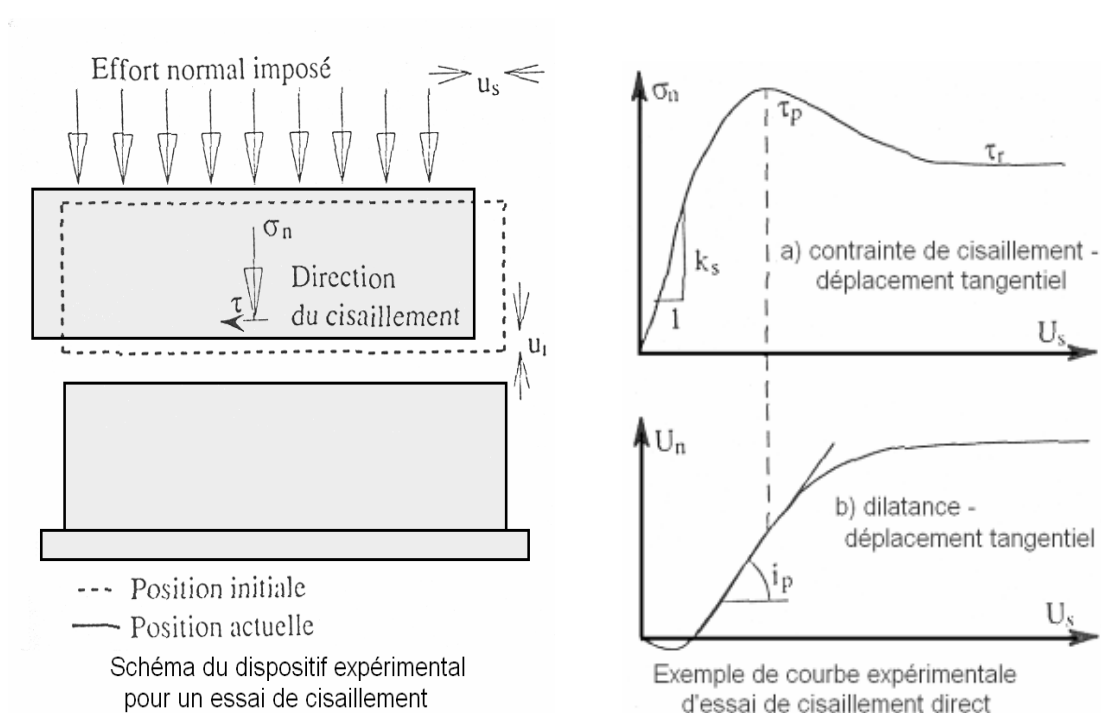


Figure 2.2 Schématisation du dispositif expérimental pour un essai de cisaillement (Tiré de Bérest, 2000)



Lorsque les discontinuités sont parfaitement lisses, le déplacement résultant est purement tangentiel (sans dilatance). Dans le cas plus courant d'un joint rugueux, la résistance des aspérités impose au déplacement une composante normale qui traduit la dilatance, c'est-à-dire l'augmentation de l'ouverture du joint. Lorsque la contrainte normale  $\sigma_n$  est faible, le déplacement normal est aisé, mais lorsque le niveau de  $\sigma_n$  s'élève, le déplacement normal n'est possible qu'après cisaillement des aspérités. Lorsqu'un cisaillement de diaclases non planaires, se produit, les aspérités opposées glissent les unes sur les autres ce qui induit une augmentation de l'ouverture des diaclases. Ce processus de dilatation ne requiert qu'un faible déplacement normal pour se manifester et il se produit à un taux croissant au fur et à mesure qu'on approche la résistance au pic (Barton et al., 1985).

Un modèle physique important pour le comportement des discontinuités sollicitées par un effort de cisaillement est celui de Patton. Par les lois de la statique, le glissement le long des discontinuités se produit si :

$$\tau \geq \sigma_n \tan (\varphi + i) \quad (2.1)$$

Avec,  $\varphi$  : angle de frottement entre les surfaces planes et  $i$  : angle d'inclinaison des aspérités.

La valeur de  $\varphi$  est souvent près de  $30^\circ$  pour plusieurs types de roche, avec une plage usuelle de variation de  $21$  à  $40^\circ$  (Patton, 1966). Cette valeur peut toutefois être aussi faible que  $10^\circ$  pour des roches contenant du talc, du mica, de la chlorite, etc.

La valeur de  $i$  à petite échelle serait fréquemment entre  $30^\circ$  et  $50^\circ$ , à faible contrainte normale. Lorsque la contrainte normale est suffisamment élevée, le déplacement normal est empêché et le mouvement sera plutôt le résultat d'une rupture de la roche suivant un plan parallèle à la ligne de l'effort de cisaillement.

Le critère de Coulomb (avec une cohésion nulle) peut être utilisé pour caractériser la résistance de la roche cisailée.

Le modèle de Patton est intéressant puisqu'il permet de visualiser deux composantes fondamentales qui régissent le comportement des discontinuités, soit la montée et le glissement le long des aspérités, et la rupture par cisaillement de la roche intacte avec glissement sur les plans cisailés. Néanmoins, dans le cas de plans géologiques irréguliers réels, les essais ont montré que ce modèle est trop simplifié pour être représentatif (Aubertin et al., 2002).

### ***Le modèle CSDS pour les discontinuités géologiques***

Afin de représenter le comportement non linéaire des discontinuités, un modèle constitutif a été développé par Simon (1999). Le modèle proposé, appelé CSDS (Complete Stress-Displacement Surface) peut s'écrire dans le plan  $\tau$ - $\sigma$  selon la relation suivante :

$$\tau = F(u) = a + b \exp(-cu) - d \exp(-eu) \quad (2.2)$$

Avec,  $\tau$  la résistance au cisaillement (MPa),  $u$  le déplacement de cisaillement (mm) et  $a$  à  $e$  sont les paramètres du modèle CSDS avec les conditions imposées  $c < e$  et  $a, b, c, d, e > 0$ . À partir de l'équation (2.2), on peut noter que lorsque  $u = 0$ , la résistance au cisaillement doit être nulle, ce qui donne lieu à :

$$b = d - a \quad (2.3)$$

À des déplacements élevés  $u \geq u_r \gg 0$ , la résistance résiduelle est atteinte et l'équation (2.2) donne :

$$F(u \geq u_r) = \tau_r = a \quad (2.4)$$

Ce qui donne alors :

$$b \exp (-cu) = d \exp (-eu_r) = 0 \quad (2.5)$$

Il a été démontré par Simon (1999), après l'analyse de plusieurs résultats expérimentaux tirés de la littérature, que les approximations suivantes peuvent être utilisées :

$$\exp (-cu_r) \approx 0.007 \quad (2.6a)$$

$$\text{où } c \approx 5/u_r \quad (2.6b)$$

L'équation (2.2) peut être alors réécrite comme suit :

$$\tau = \tau_r + (d - \tau_r) \exp (-5u/u_r) - d \exp (-eu) \quad (2.7a)$$

$$\text{ou } \tau = \tau_r [1 - \exp (-5u/u_r)] + d [\exp (-5u/u_r) - \exp (-eu)] \quad (2.8)$$

D'un autre côté, au pic de déplacement  $u_p$  (qui est considéré une constante du matériau), un maximum de la fonction est atteint. En écrivant la dérivée de la fonction nulle au maximum :

$$d.eu_r / (5(d - \tau_r)) - \exp [u_p(e - 5/u_r)] = 0 \quad (2.9)$$

On obtient la relation suivante qui donne la résistance au pic  $\tau_p$  :

$$\tau_p = \tau_r [1 - \exp (-5u_p/u_r)] + d [\exp (-5u_p/u_r) - \exp (-eu_p)] \quad (2.10)$$

qui est utilisée pour exprimer le paramètre  $d$  en fonction de quantités mesurables et du paramètre  $e$  :

$$d = \frac{\tau_p - \tau_r \left[ 1 - \exp\left(\frac{-5u_p}{u_r}\right) \right]}{\exp\left(\frac{-5u_p}{u_r}\right) - \exp(-eu_p)} \quad (2.11)$$

Les deux équations non linéaires (2.9) et (2.11) doivent être résolues simultanément pour évaluer les valeurs des paramètres  $d$  et  $e$  pour une courbe  $\tau$ - $\sigma$  donnée. Ces équations peuvent être résolues par des méthodes itératives standards. Le modèle CSDS se base ainsi sur quatre caractéristiques principales du matériau : les résistances au cisaillement résiduelle et au pic ( $\tau_r$ ,  $\tau_p$ ) et les déplacements résiduel et au pic ( $u_r$ ,  $u_p$ ).

Simon et al. (1999) ont mené des comparaisons entre le modèle CSDS et des données expérimentales de la littérature afin d'évaluer une corrélation avec les données des essais de cisaillement direct sous contrainte normale constante. Ces comparaisons ont donné un facteur de corrélation moyen de 0.90 pour les courbes  $\tau$ - $u$ . Aussi, il a été démontré que le modèle donne des bons résultats pour des essais de cisaillement direct sous des conditions de rigidité normale constante.

Une étude paramétrique effectuée par Simon et al. (2000) en utilisant ce modèle a montré que les relations constitutives utilisées pour modéliser les discontinuités ont une influence significative sur les contraintes induites autour des ouvertures minières surtout lorsque des segments de discontinuités sont chargés au-delà de leur résistance au pic. Ceci implique la nécessité d'avoir des relations constitutives adéquates pour décrire la chute de contraintes dans la région post-pic.

#### 2.3.3.2 Autres types de chargement

La plupart des essais de cisaillement direct sont réalisés avec une boîte de cisaillement classique, à force normale maintenue constante. Mais, cette condition de chargement se limite 'in situ', au glissement d'un bloc soumis à une force normale constante sur une surface de rupture.

Elle ne peut donc représenter le glissement d'un bloc rocheux au voisinage d'une excavation souterraine où celui-ci serait influencé par la rigidité des blocs entourant la fracture (Bérest, 2000). Cette rigidité du massif a tendance à augmenter la force normale de contact le long de la surface du joint et donc à s'opposer à l'ouverture normale, qui serait provoquée par la dilatance. D'autres types de chargement en cisaillement existent entre autres, les essais à rigidité normale constante et les essais à déplacement normal contrôlé.

#### 2.3.4 La résistance au cisaillement des discontinuités et critères de rupture

La résistance au cisaillement d'une discontinuité lisse est parfois décrite par le critère de rupture de Coulomb défini par une cohésion et un angle de frottement. La résistance au pic en cisaillement du joint s'exprime alors par :

$$\tau_p = c + \sigma_n \tan(\varphi) \quad (2.12)$$

Avec,  $c$  la cohésion sur la discontinuité (en général,  $c = 0$  pour une discontinuité),  $\phi$  l'angle de frottement sur le joint et  $\tau_p$  la résistance au pic.

Lorsque le joint est rugueux, le comportement devient dilatant, comme décrit précédemment, et la rupture intervient soit par glissement le long des surfaces, soit par cisaillement des aspérités, ou un mélange des deux processus. Un des premiers critères de rupture en cisaillement, mettant l'accent sur l'influence de la dilatance, a été proposé par Patton (1966). À partir des résultats expérimentaux, cet auteur a proposé le critère bilinéaire suivant :

$$\tau_p = \sigma_n \tan(\varphi_u + i), \text{ si } \sigma_n < \sigma_t \quad (2.13a)$$

$$\tau_p = c_a + \sigma_n \tan(\varphi_r), \text{ si } \sigma_n \geq \sigma_t \quad (2.13b)$$

Avec,  $\phi_u$  l'angle de frottement entre deux surfaces macroscopiquement lisses et planes,  $\phi_r$  l'angle de frottement résiduel,  $i$  l'angle de dilatance,  $c_a$  la cohésion apparente,  $\sigma_t$  la contrainte de transition entre le mode de glissement à travers les aspérités et la rupture à travers la matrice de ces aspérités qui s'exprime graphiquement à partir de  $c_a$ ,  $\tan(\phi_u + i)$  et  $\tan(\phi_r)$ .

La première relation de l'équation (2.13a) décrit l'évolution de la résistance au cisaillement le long d'une surface d'un joint constitué d'aspérités régulières et identiques et sur laquelle, à la rupture, les aspérités ont gardé la même géométrie et le même degré d'enchevêtrement qu'au début du cisaillement. Si la contrainte normale appliquée est élevée, le cisaillement des aspérités est décrit par le critère de Coulomb en substituant la cohésion et l'angle de frottement du joint par ceux correspondant à la matrice rocheuse (Bérest, 2000).

La même relation ne peut pas représenter rigoureusement la résistance au cisaillement d'une fracture rocheuse naturelle dont la morphologie est aléatoire. Suite aux travaux de Patton, plusieurs critères ont été proposés pour la résistance des discontinuités. Les plus utilisés sont :

i) Modèle de Jaeger (Jaeger and Cook, 1979): ce modèle empirique représente d'une façon simplifiée le modèle de Patton. Il s'écrit :

$$\tau_p = c_r (1 - \exp^{-\beta \cdot \sigma_n}) + \sigma_n \tan \phi_r \quad (2.14)$$

avec,  $\beta$  une constante qui traduit l'effet de  $\sigma_n$  sur  $p$ , l'écart entre le critère de Jaeger et la droite du modèle de Patton de pente  $\phi_r$ .

ii) Modèle de Davis et Salt (1986) : ce modèle est basé sur les mêmes paramètres que le modèle de Patton. Il se résume à l'équation suivante :

$$\tau_p = G/\pi(1-\nu)^{1/2} (\tan i - \tan i_0) + \sigma_n \tan (\varphi_r + i_0) \quad (2.15)$$

avec,  $i_0$ : angle de dilatation après écrasement élastique des aspérités,  $G$  : le module de rigidité et  $\nu$  le coefficient de Poisson. Ce modèle postule que l'écrasement élastique des aspérités est un autre mécanisme admissible.

iii) Modèle de Ladanyi et Archambault (1970) (LADAR) : Des travaux expérimentaux et théoriques sur le comportement des milieux fracturés ont conduit Ladanyi et Archambault (1970) à proposer ce modèle. Il est basé sur une approche énergétique qui tient compte notamment du travail fourni par la force normale appliquée extérieurement, du travail dissipé par frottement le long des aspérités ainsi que celui nécessaire pour les cisailer.

Selon ce critère, la résistance ultime au cisaillement d'une discontinuité peut être exprimée par :

$$\tau_p = \frac{\sigma_n (1 - a_s)(\nu_p + \tan \varphi_u) + a_s \tau_m}{1 - (1 - a_s)\nu_p \tan \varphi_f} \quad (2.16)$$

avec,

$a_s$  = la proportion d'aire d'aspérités cisillées,  $(1 - a_s)$  la proportion d'aire sur laquelle les aspérités glissent les unes par rapport aux autres lors du cisaillement,

$\varphi_f$  = l'angle de frottement à la rupture totale des faces de la discontinuité,

$\nu_p$  = le taux de dilatance à la rupture,

$\tau_m$  = la résistance au cisaillement de la matrice rocheuse constituant les aspérités.

Selon ce critère,  $\tau_m$  est donnée par :

$$\tau_m = (m-1)/N C_0 [1 + N \sigma_n/C_0]^{1/2} \quad (2.17)$$

avec,  $N = |-C_0/T_0|$  et  $m = (N + 1)^{1/2}$  et  $a_s = 1 - (1 - \sigma_n/\sigma_t)^{k_1}$ ,  $\sigma_t$  étant la contrainte de transition du comportement fragile-ductile et  $k_1$  une constante déterminée au laboratoire (généralement autour de 1.5 pour des surfaces rocheuses rugueuses),  $C_0$  et  $T_0$  sont les résistances en compression uniaxiale et en tension respectivement.

Parmi les attributs du modèle LADAR, il faut noter que celui-ci permet de considérer plusieurs caractéristiques importantes de comportement des discontinuités dans la roche, soit :

- un accroissement de la contrainte normale due à la dilatance,
- une augmentation de la friction due à la dilatance,
- la friction entre des surfaces planes en contact,
- la résistance de la roche intacte,
- et une diminution de la résistance avec le désenchevêtrement.

iv) Saeb et Amadei (1990)

Le critère de Ladanyi et Archambault (1970) a été modifié par Saeb et Amadei (Saeb, 1990), avec une formulation plus simple et donnant des résultats pratiquement identiques. La résistance au cisaillement donnée en (2.16) devient :

$$\tau_p = \sigma_n(1 - a_s) \tan(\varphi + i_p) + a_s S_r \quad (2.18)$$

avec  $i_p$  l'angle de la dilatance au pic.

v) Gerrard (1986)

Ce critère utilise l'équation suivante :

$$\tau_p/C_0 = \sigma_n/C_0 \tan \varphi + C_r/C_0 [1 - [1 - \sigma_n/C_0]^m] \quad (2.19)$$



avec,  $C_r$  l'ordonnée à l'origine de la droite de pente  $\varphi_r$  et  $m$  donné par :

$$m = \frac{\tan(\varphi + i) - \tan \varphi}{\frac{C_r}{C_0}} > 1 \quad (2.20)$$

Ce critère considère que deux modes de rupture se produisent pour une discontinuité initialement enchevêtrée, soit:

- extension de la fracture (séparation ponctuelle des faces de la fracture) induite par le cisaillement à l'endroit de la portion d'aire des faces détruites ( $a_s$ ) dans l'approche de Ladanyi et Archambault;
- glissement sur la nouvelle surface moyenne de contact. Selon ce critère, la résistance au cisaillement  $\tau_p$  et la contrainte normale  $\sigma_n$  sont normalisées par rapport à la résistance à la compression simple  $c_0$  de la roche constituant les aspérités.

Généralement, le critère de la résistance résiduelle  $\tau_r$ , est évalué en utilisant le critère de Coulomb avec une cohésion nulle. Le frottement résultant est résiduel après la rupture totale des aspérités constituant la roche.

#### vi) Critère de Barton

Barton (Barton et Choubey, 1977) a proposé un critère de rupture de nature semi-empirique dans lequel la résistance au cisaillement dépend de la rugosité des épontes représentée par un facteur  $k$ . Ce critère tient compte de la décroissance de la dilatance au voisinage du pic. Cette décroissance dépend de la résistance à la compression uniaxiale de la roche  $c_0$  et de la contrainte normale appliquée  $\sigma_n$  :

$$\tau_p = \sigma_n \tan \left[ \varphi_r + K \log \frac{c_0}{\sigma_n} \right] \quad (2.21)$$

avec,  $\varphi_r$  l'angle de frottement résiduel.

Dans sa version plus récente, ce critère s'exprime par la relation suivante (Barton et Choubey, 1977; Barton et al., 1985) :

$$\tau_p = \sigma_n \tan \left[ \varphi_r + JRC \log \frac{JCS}{\sigma_n} \right] \quad (2.22)$$

où apparaît le coefficient de rugosité JRC (Joint Roughness Coefficient), qui peut être estimé à partir des profils de joints, et le coefficient JCS (Joint Compressive Strength) représentant la résistance à la compression du joint. Pour la roche intacte, JCS a la même valeur que  $c_0$  (résistance à la compression uniaxiale), alors que sa valeur peut être inférieure à  $0.25 c_0$  lorsque la roche sur la surface du joint est altérée.

Barton et Choubey (1977) ont proposé des profils typiques des surfaces de joints donnant des valeurs de JRC allant de 0 (pour des joints planes et lisses) à 20 (surfaces irrégulières et rugueuses). La valeur de JRC peut aussi être mesurée au laboratoire, ou estimée 'in situ'.

Pour tenir compte de l'effet de l'échelle, Bandis et al. (1981 et 1983) et Hoek et al. (1995) ont proposés les relations suivantes :

$$JRC_n = JRC_0 [L_n/L_0]^{-0.02 JRC_0} \quad (2.23)$$

$$JCS_n = JCS_0 [L_n/L_0]^{-0.03 JRC_0} \quad (2.24)$$

où,  $JRC_n$  et  $JCS_n$  sont les valeurs pour les dimensions de l'échantillon,  $JRC_0$ ,  $JCS_0$  sont les valeurs pour les dimensions nominales de l'échantillon,  $L_n$  est la taille de l'échantillon et  $L_0$  est la taille des échantillons de discontinuités au laboratoire (taille nominale de 100mm). Selon ces auteurs, plus la discontinuité est rugueuse plus l'effet de la dimension serait important. L'effet d'échelle aura aussi une incidence sur la conductivité hydraulique (ou transmissivité) des fractures rugueuses étant donné que l'ouverture des fractures ne sera pas la même selon la taille des échantillons (Raven et Gale, 1985).

### 2.3.5 Représentation de la déformabilité des discontinuités

#### 2.3.5.1 Direction normale

Un aspect important du comportement des discontinuités est leur déformabilité (ou relation contrainte-déplacement).

Cette déformabilité peut être mieux expliquée par les courbes contrainte-déplacement. Sur ces courbes, la raideur normale de discontinuité ( $K_n$ ) est décrite comme le taux de variation de la contrainte normale ( $\sigma_n$ ) par rapport aux déplacements normaux ( $u_n$ ).

La raideur tangentielle ( $K_s$ ) est définie par le taux de variation de la contrainte tangentielle ( $\tau$ ) par rapport aux déplacements tangentiels ( $u$ ) (Goodman et al., 1968).

Au fur et à mesure que la contrainte normale augmente, une fermeture des discontinuités se produit. L'ampleur de cette fermeture dépend de plusieurs facteurs incluant (Priest, 1993) :

- i) la géométrie initiale de la surface de discontinuité,
- ii) l'enchevêtrement entre les deux surfaces, en particulier la variation de l'ouverture et l'aire initiale de contact,

- iii) la résistance et la déformabilité du matériau rocheux adjacent à la discontinuité,
- iv) l'épaisseur et les propriétés mécaniques du matériau de remplissage,
- v) et les valeurs actuelles des contraintes, normale et de cisaillement sur la discontinuité.

La courbe de comportement normal des discontinuités est généralement hyperbolique et elle devient asymptotique à une ligne verticale quand  $v = -V_m$  correspondant à la fermeture maximale des discontinuités. Un modèle décrivant ce comportement de contrainte normale-déplacement a été proposé par Bandis et al. (1983) :

$$\sigma_n = (v K_{ni} V_m) / (V_m + v) \quad (2.25)$$

avec  $v$  le déplacement normal,  $V_m$  la fermeture maximale et  $K_{ni}$  la raideur normale initiale de la discontinuité.

Selon ce modèle, à n'importe quel niveau de contrainte normale, la raideur normale de la discontinuité est égale à :

$$K_n = K_{ni} ((K_{ni} V_m - \sigma_n) / (K_{ni} V_m))^2 \quad (2.26)$$

La relation (2.26) indique que la courbe commence avec une pente égale à  $K_{ni}$  (quand  $\sigma_n$  tend vers 0) et se termine par une pente infinie à  $V_m$ .

Des fonctions empiriques ont été suggérées pour décrire  $K_{ni}$  et  $V_m$  (Bandis et al., 1983) :

$$K_{ni} = 0.02 (JCS/e_i) + 1.75 JRC - 7 \quad (2.27)$$

$$V_m = C (JCS/e_i)^D \quad (2.28)$$

où,  $JRC$  est le coefficient de rugosité de discontinuité (adimensionnel),  $JCS$  est la résistance à la compression de la roche sur la discontinuité (MPa),  $e_i$  est l'ouverture

initiale de discontinuité (mm), C et D sont des constantes de valeurs suggérées respectivement de 8.57 et -0.68 pour les discontinuités rocheuses.

Plusieurs études expérimentales ont montré que la déformation sous chargement normal des discontinuités dans des conditions de concordance ou dis-concordance est différente (Goodman, 1976; Bandis et al., 1983).

En général, une diaclase désenchevêtrée est plus déformable qu'une discontinuité avec concordance. Aussi, la fermeture maximale de discontinuité désenchevêtrée est plus large.

#### 2.3.5.2 Direction tangentielle

Le comportement en cisaillement des discontinuités est complexe et dépend de plusieurs facteurs comme les conditions limites (contrainte normale initiale, mode de chargement), les propriétés de déformation du matériau, les propriétés de remplissage (déformation, résistance, épaisseur), la taille des discontinuités et la présence de l'eau (Bandis et al., 1983).

Il a été mentionné que sous contrainte normale constante, le comportement en cisaillement d'un joint rocheux se caractérise par la courbe ( $\tau - u_s$ ) avec une valeur de  $\tau$  qui croît en pré-pic, décroît en post-pic et se stabilise à une valeur résiduelle  $\tau_r$ . On définit aussi la courbe de dilatance ( $u_n - u_s$ ) avec  $u_n$  qui montre une légère décroissance correspondant à des déplacements tangentiels relativement faibles et une montée avant de se stabiliser après un déplacement important.

Goodman (1976) a idéalisé ce comportement sous contrainte normale constante selon un modèle simple: au début du cisaillement, la contrainte tangentielle  $\tau$  croît linéairement avec le déplacement tangentiel jusqu'à atteindre la résistance du cisaillement au pic  $\tau_p$ . La pente de cette droite correspond à la raideur tangentielle  $K_s$  (considérée constante); après ce pic, elle diminue linéairement jusqu'à la contrainte résiduelle, valeur à partir de laquelle elle reste constante (figure 2.3). Pour décrire ce comportement, Goodman (1976) a présenté deux modèles :

i) modèle de comportement à raideur normale constante (figure 2.3). Dans ce cas, la pente du comportement pré-pic est identique quelque soit la contrainte normale appliquée; seuls la résistance au cisaillement et le déplacement tangentiel au pic dépendent de  $\sigma_n$  variant.

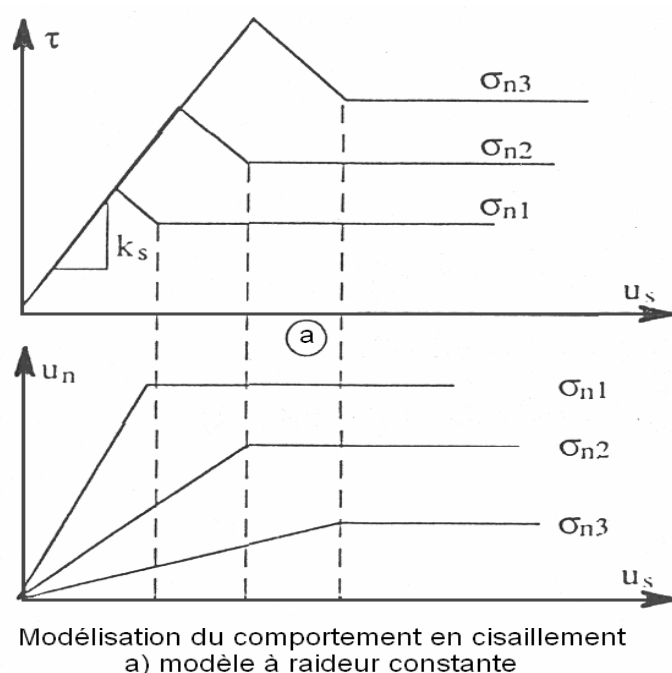


Figure 2.3 Modèle de comportement en cisaillement, à raideur normale constante (Goodman, 1976).

ii) modèle de comportement à déplacements normaux imposés constants (figure 2.4). Les déplacements tangentiels au pic  $u_p$  et résiduel  $u_r$  sont considérés constants. Comme la résistance au cisaillement augmente avec la contrainte normale, il en est de même pour la raideur tangentielle.

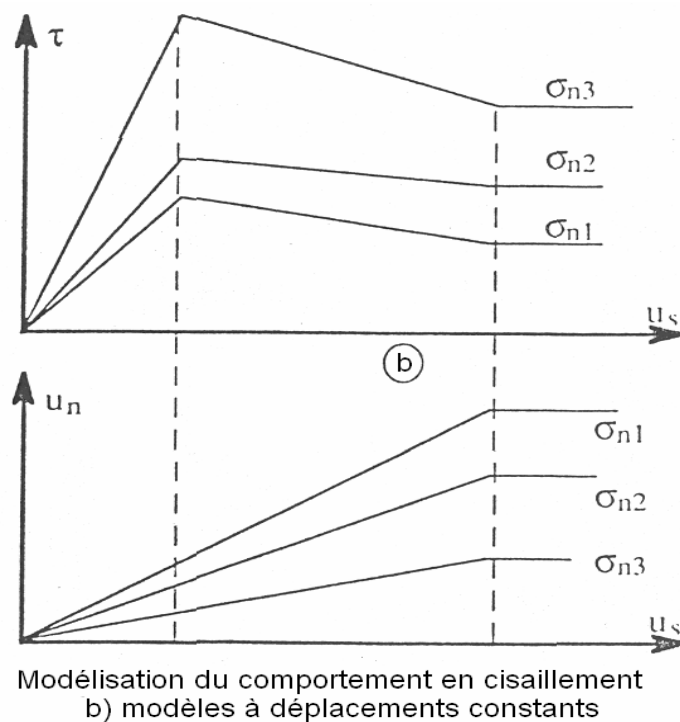


Figure 2.4 Modèle de comportement en cisaillement à déplacements normaux constants (Goodman, 1976)

Cette formulation s'approche des résultats expérimentaux et de nombreux auteurs font ces deux hypothèses dans la formulation de leur modèle de comportement. Les relations constitutives des deux formulations sont (Goodman, 1976, 1980) :

$$\tau = K_s u_s \quad \text{si } u_s < u_p$$

$$\tau = (\tau_p - \tau_r)/(u_p - u_r)u_s + (u_p \tau_r - u_r \tau_p)/(u_p - u_r) \quad \text{si } u_p \leq u_s \leq u_r \quad (2.29)$$

$$\tau = \tau_r \quad \text{si } u_s > u_r$$

### ***Modèle CSDS***

Le modèle CSDS (Simon, 1999) permet aussi de décrire la relation déplacement normal-déplacement de cisaillement ( $v$ - $u$ ). Dans ce modèle, une formulation exponentielle de cette relation est utilisée. Cette relation peut s'écrire sous la forme :

$$v = \beta_1 - \beta_2 \exp(-\beta_3 u) \quad (2.30)$$

$\beta_1$ ,  $\beta_2$  et  $\beta_3$  sont des paramètres reliés aux paramètres physiques qui peuvent être obtenus à partir des essais au laboratoire. Simon (1999) a établi les relations suivantes pour ces différents paramètres :

$$\beta_1 = u_r (1 - \sigma_n/\sigma_t)^{k_2} \tan i_o + \sigma_n V_m / (K_{ni} V_m - \sigma_n) \quad (2.31)$$

$$\beta_3 \approx 1.5/u_r \quad (2.32)$$

$$\beta_2 = \beta_1 - \sigma_n V_m / (K_{ni} V_m - \sigma_n) \quad (2.33)$$

avec,  $i_o$  l'angle des aspérités de la discontinuité,  $u_r$  déplacement tangentiel résiduel et  $k_2$  est une constante généralement prise égale à 4.



L'introduction des relations (2.31), (2.32) et (2.33) dans l'équation (2.30) permet d'établir la relation ( $u_n - u_s$ ).

### 2.3.5.3 Rigidité des discontinuités

Diverses relations empiriques ont été proposées pour exprimer la raideur normale  $K_n$  et la raideur tangentielle  $K_s$  des discontinuités. Par exemple, Bandis et al. (1983) ont proposé la relation suivante :

$$K_n = K_{ni} [1 - \sigma_n / (u_m K_{ni} + \sigma_n)]^{-2} \quad (2.34)$$

avec,

$$v = A + B (JRC) + C (JCS/e_0)^D \quad (2.35)$$

$$K_{ni} = 0.02 (JCS/e_0) + 1.75 JRC - 7 \quad (2.36)$$

$e_0$ : ouverture initiale des discontinuités, et A, B, C et D sont des constantes de la discontinuité. Notons que les valeurs de  $K_n$  et  $K_s$  seraient également fonction de l'échelle, mais peu de données sont disponibles à ce sujet.

## 2.4 Écoulement d'eau dans les massifs fracturés et lois de comportement

### 2.4.1 Écoulement d'eau saturé dans une fracture et loi cubique

Comme dans le cas des milieux poreux, le débit dans une fracture est gouverné par la géométrie du lieu où l'eau circule, le gradient hydraulique et les propriétés du fluide. L'équation de base décrivant l'écoulement saturé dans une fracture est connue sous le nom de la loi cubique.

Il s'agit de la solution analytique des équations de Navier-Stokes pour un écoulement laminaire permanent d'un fluide incompressible entre deux plaques parallèles et lisses (Lapcevic et al., 1999). La figure 2.5 illustre le modèle conceptuel des plaques parallèles.

La formulation de la loi cubique pour une fracture ainsi idéalisée est la suivante (Witherspoon et al., 1981; Tsang, 1984; Witherspoon, 1986, Priest; 1993) :

$$Q_f = V_f A_{\text{sec}} = - \left[ \frac{\rho g b^3 w \Delta h}{12 \mu L} \right] \quad (2.38)$$

avec

$$A_{\text{sec}} = b w \quad (2.39)$$

où,

$Q_f$  : Débit dans la fracture ( $L^3/T$ )

$V_f$  : Vitesse moyenne de l'eau dans la fracture ( $L/T$ )

$A_{\text{sec}}$  : Aire d'une section de la fracture perpendiculaire à l'écoulement ( $L^2$ )

$b$  : Espacement entre les parois de la fracture ( $L$ )

$w$  : Dimension de la fracture dans la direction perpendiculaire à l'écoulement ( $L$ )

$L$  : Dimension de la fracture dans la direction parallèle à l'écoulement ( $L$ )

$\Delta h$  : Différence de charge hydraulique entre l'amont et l'aval de la fracture ( $L$ )

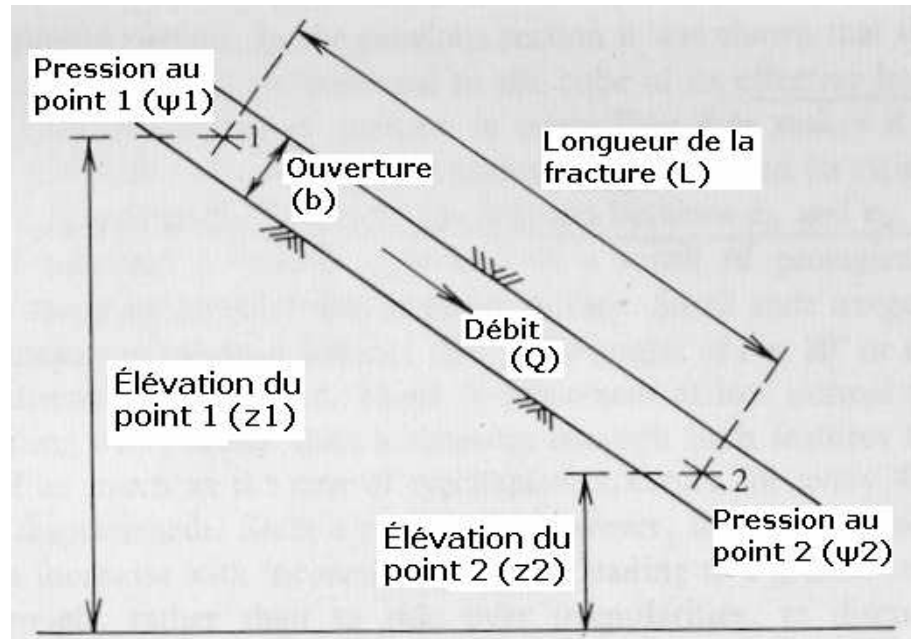


Figure 2.5 Modèle conceptuel des plaques parallèles (Tiré de Priest, 1993)

L'appellation loi cubique provient du fait que le débit entre les plaques parallèles est proportionnel au cube de l'espacement  $b$  ( $b = e_h$ , ouverture hydraulique) entre elles. L'équation de la conductivité hydraulique d'une fracture ( $k_f$ ) s'extrait facilement de la loi cubique et a la forme suivante :

$$k_f = \frac{Q_f L}{\Delta h A_s} = \frac{\rho g e_h^2}{12\mu} \quad (2.40)$$

L'équation (2.38) a été vérifiée pour un écoulement laminaire à travers des fissures formées de surfaces planes avec des ouvertures aussi petites que  $0.2\mu\text{m}$ .

Bien qu'il y ait un écart entre le modèle conceptuel des plaques parallèles lisses et les fractures réelles qui sont rugueuses et d'ouvertures variables, il est tout de même possible d'utiliser la loi cubique, à quelques modifications près, pour décrire l'écoulement dans les fractures. Dans la plupart des cas, les données expérimentales s'alignent sur une droite avec une pente 1 :3 sur une échelle log-log, comme le prévoit l'équation (2.39). Néanmoins, lorsque l'ouverture des fractures diminue en dessous de  $10\mu\text{m}$ , on observe que la loi cubique d'écoulement ne serait plus valide (Witherspoon, 1986).

Le tableau 2.3 résume certains exemples d'application de la loi cubique incluant son utilisation dans des modèles numériques.

Le diagramme de la figure 2.6 montre les conditions de validité de la loi cubique pour différentes situations.

Tableau 2.3 Applications et validation de la loi cubique (adapté d'Indraratna et Ranjith, 2001)

Auteurs	Applications	Commentaires
Iwai (1976)	Études fondamentales de l'écoulement à travers un joint	Application de la loi cubique de base.
Gale et Raven (1980)	Écoulement radial à travers fractures naturelles.	Dépendant de l'amplitude de rugosité, taille d'échantillon et fréquence de chargement, la loi cubique dévie significativement.
Witherspoon et al. (1980)	Étude expérimentale de l'écoulement à travers fractures artificielles.	Écart d'un facteur de 1.04 à 1.65.
Engelder et Scholz (1981)	Investigation expérimentale de l'écoulement à travers des fractures artificielles.	Loi cubique validée.

Tableau 2.3 (suite et fin) Applications et validation de la loi cubique (adapté de Indraratna et Ranjith, 2001)

Auteurs	Applications	Commentaires
Engelder et Scholz (1981)	Investigation expérimentale de l'écoulement à travers des fractures artificielles.	Loi cubique validée.
Pyrak-Nolte et coll. (1987)	Écoulement à travers roches naturelles de faible perméabilité.	Loi cubique est valide pour contraintes effectives inférieures à 20 MPa.
Brown (1987)	Effets de rugosité de surface sur l'écoulement-modélisation numérique.	Loi cubique surestime les débits par 40 à 70 %.
Amadei et Illangasekare (1992).	Écoulement transitoire à travers un joint.	Loi cubique a été modifiée pour tenir compte de l'effet de rugosité.

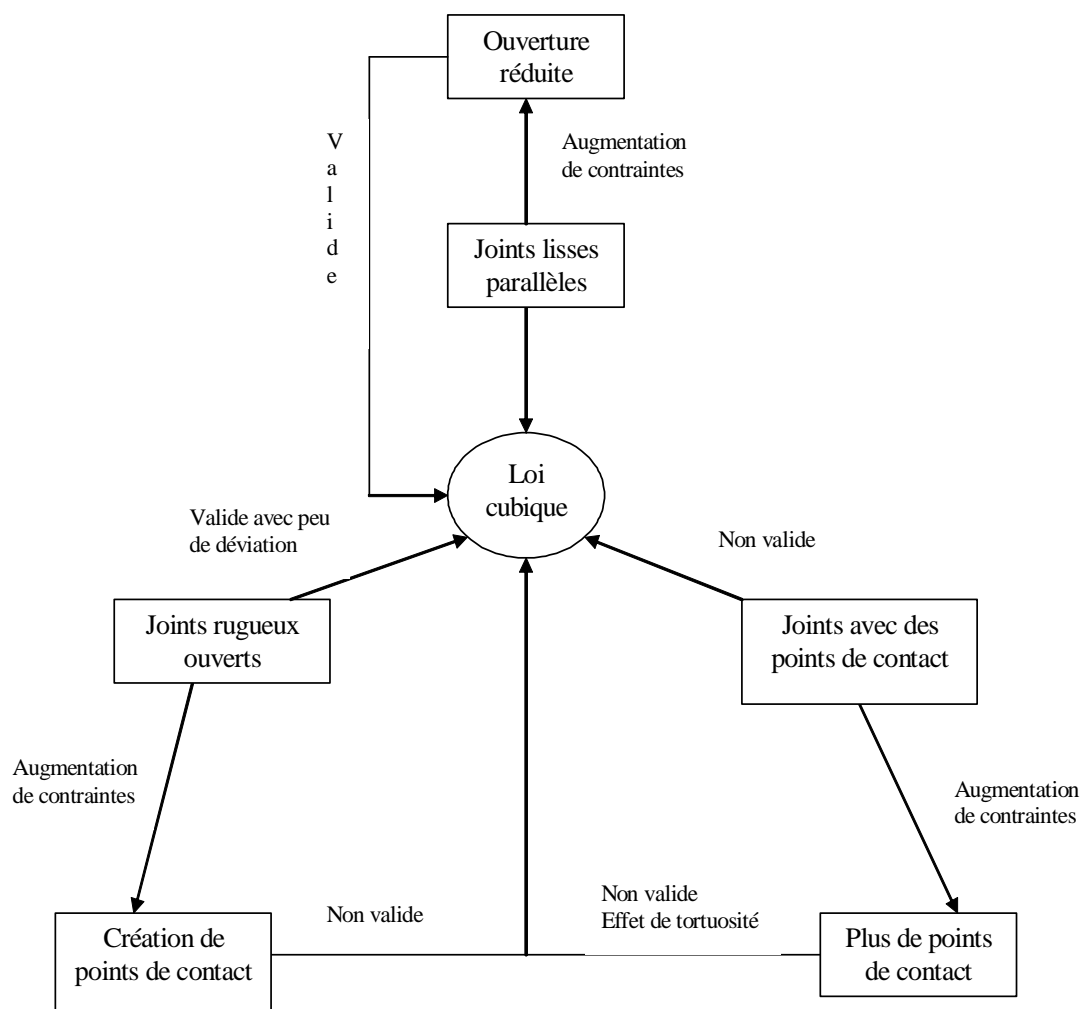


Figure 2.6 Conditions de validité de la loi cubique pour différentes situations (Tirée de Indraratna et Ranjith, 2001)

D'après le diagramme de la figure 2.6, et pour des joints rugueux ouverts, la loi cubique pourrait rester valide mais avec de faibles déviations des débits observés. Avec l'augmentation des contraintes, il y aura création de points de contact, ce qui peut augmenter le frottement et la rugosité de surface d'où le développement d'un régime

d'écoulement turbulent au lieu du régime laminaire. En plus, une augmentation des contraintes peut induire une augmentation importante du nombre de points en contact ce qui induit un écrasement des aspérités. Un matériau de remplissage peut être formé et déposé entre les joints et par conséquent la loi cubique ne serait pas strictement valide. La rugosité des faces d'une fracture peut également être prise en compte dans l'expression de la loi cubique. Lomize (1951) et Louis (1968 et 1976) ont travaillé à quantifier l'effet de la rugosité sur l'écoulement laminaire entre des plaques parallèles. Ils sont arrivés à un même facteur de correction ( $f$ ) de la loi cubique permettant de quantifier l'effet de la rugosité (Gale, 1990). Louis (1968, 1976) a utilisé plusieurs surfaces en béton dont la rugosité variait en fonction du rapport sable/ciment.

L'équation de la loi cubique modifiée par Louis (1968, 1976) prend la forme suivante:

$$Q_f = - \left( \frac{\rho g e^3 w \Delta h}{12 \mu L} \right) \frac{1}{f} \quad (2.41)$$

avec

$$f = 1 + 8.8 R_r^{1.5} \quad (2.42)$$

et

$$R_r = a/(2b) \quad (2.43)$$

où,  $R_r$  : Rugosité relative de la surface d'une fracture (L/L),

$a$  : Hauteur moyenne des aspérités (L),

$b$ : Espacement entre les plaques parallèles ou entre les faces de la fracture (L).



L'équation (2.42) est valide pour un écoulement laminaire entre des surfaces rugueuses et parallèles. Louis (1968 et 1976) a aussi proposé une équation décrivant l'écoulement turbulent entre des surfaces rugueuses et parallèles, sous la forme :

$$Q_f = 4 \sqrt{g \left( \log \frac{3.8e}{a} \right)} e^{1.5} \sqrt{\frac{\Delta h}{L}} \quad (2.44)$$

Louis (1969, 1976) a déterminé que le domaine de validité de la loi cubique classique se situe à une rugosité relative inférieure à 0.033 et à un nombre de Reynolds inférieur à 2300. L'équation (2.44) est valide pour une rugosité relative supérieure à 0.033. Pour déterminer si l'écoulement dans une fracture rugueuse est laminaire ou turbulent, on peut référer à la figure 2.7. Cette figure est basée sur les résultats expérimentaux de Louis (1968, 1976) et elle distingue cinq types d'écoulement entre des plaques parallèles en fonction de la rugosité relative et du nombre de Reynolds. L'écoulement de type I correspond à la loi cubique classique (équation 2.38), l'écoulement de type IV à l'équation (2.42) et l'écoulement de type V à l'équation (2.44).

Les écoulements type II et type III ne sont pas importants pour le cas de fractures rugueuses. Pour des fractures rugueuses, il faut tenir compte de la variation de l'ouverture. Le tableau 2.4 résume les différentes lois d'écoulement dans les fissures et les débits correspondants en fonction du nombre de Reynolds et de la rugosité relative.

Dans ses essais sur une fracture naturelle altérée, Benjelloun (1991) a trouvé que le nombre de Reynolds critique séparant l'écoulement laminaire de l'écoulement turbulent, s'exprime par une fonction logarithmique croissante de l'ouverture hydraulique :

$$Re_c = 41.8 \ln(e) - 164.3 \quad (2.45)$$

avec  $e$  ouverture hydraulique exprimée en microns.

Cette relation montre que dans le cas de certaines discontinuités, le nombre de Reynolds critique peut être assez faible et ne correspondait pas à la valeur unique de 2300 proposée par Lomize (1951) et Louis (1968) qui ont travaillé sur des fractures complètement ouvertes (sans contact mécanique).

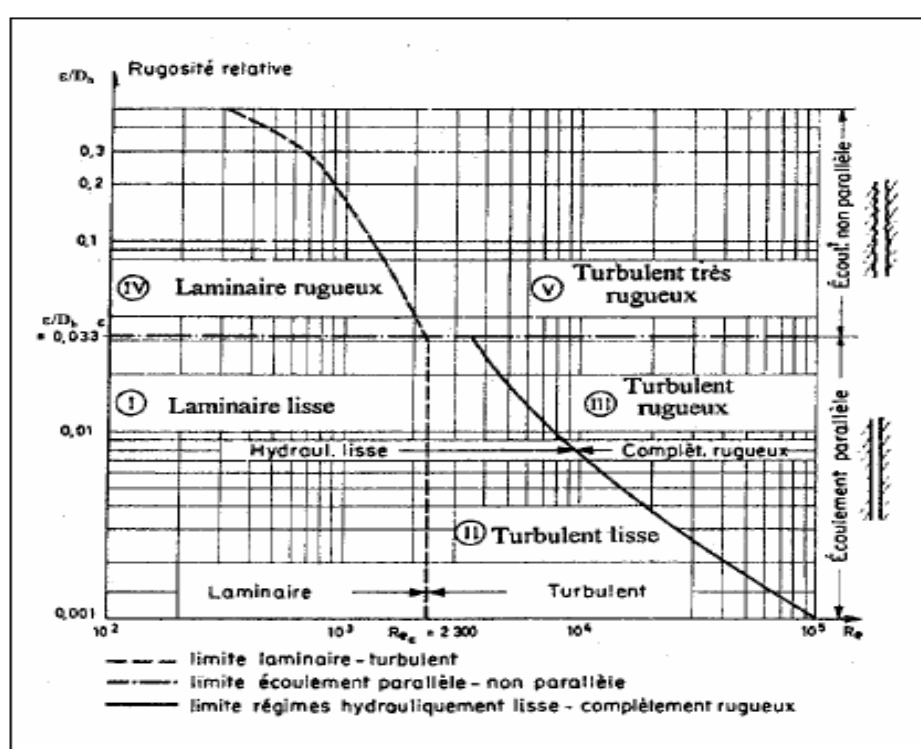


Figure 2.7 Les cinq types d'écoulement entre des surfaces parallèles rugueuses (Tiré de Indraratna et Ranjith, 2001)

Gale (1982), pour examiner la validité de la loi cubique, a relié la valeur de l'ouverture hydraulique  $e$  à la fermeture  $\Delta v$  et l'ouverture résiduelle  $e_r$  subsistant sous la contrainte normale maximale. Cet auteur a montré que la loi cubique est applicable pour les faibles niveaux de contraintes.

Par ailleurs, Raven et Gale (1985) ont montré que, pour une contrainte maximale de référence de 30 MPa, la déviation par rapport à la loi cubique est d'autant plus importante que la dimension de l'échantillon est grande. Ceci est expliqué par les auteurs par une augmentation de l'importance de l'effet de rugosité des faces sur l'écoulement.

Tableau 2.4 Différentes lois d'écoulement dans les fissures et les débits correspondants (adapté de Louis, 1976; cité dans Benjelloun, 1991)

	Régime	Loi d'écoulement	Débit (pour une largeur unitaire)
Écoulement parallèle $\varepsilon/D_h < 0.033$	laminaire	$\lambda = 96/R_e$ Poiseuille	$q = (g/12\nu) e_i^3 J_i$
		$\lambda = 0.316 R_e^{-1/4}$ Blasius	$q = [g/0.079(2/\nu)^{1/4} e_i^3 J_i]^{4/7}$
	turbulent	$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2\log[(\varepsilon/D_h)/3.7]$ Nikuradse	$q = 4\sqrt{g} \left( \log(3.7 / \frac{\varepsilon}{D_h}) \right) e_i^{1.5} \sqrt{J_i}$
Écoulement non parallèle $\varepsilon/D_h > 0.033$	laminaire	$\lambda = 96/R_e [1 + 8.8(\varepsilon/D_h)^{1.5}]$ Louis	$q = \frac{g e_i^3}{12\nu \left[ 1 + 8.8 \left( \frac{\varepsilon}{D_h} \right)^{1.5} \right]} J_i$
	turbulent	$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2\log[(\varepsilon/D_h)/1.9]$ Louis	$q = -4\sqrt{g} \left( \log(-1.9 / \frac{\varepsilon}{D_h}) \right) e_i^{1.5} \sqrt{J_i}$

$e_i$  = ouverture hydraulique.

$q$  = débit unitaire.

$\lambda$  = coefficient de frottement.

$\varepsilon$  = amplitude des aspérités.

$J_i$  = gradient hydraulique.

$D_h$  = diamètre hydraulique.

Dans les massifs rocheux fracturés situés à faible profondeur, il est probable que les contraintes soient assez faibles, dans la plupart des cas, pour que la loi cubique soit valide.

Pour l'étude de l'écoulement dans les massifs fracturés situés à grande profondeur, la loi cubique n'est probablement plus valide à moins que les fractures ne soient ouvertes par un relâchement des contraintes causé par la présence d'ouvertures souterraines par exemple. Chaque cas doit évidemment être étudié séparément afin d'évaluer si la loi cubique s'applique ou non, selon le niveau de contraintes présent

#### 2.4.2 Régime transitoire et conditions non saturées

##### 2.4.2.1 Écoulement non saturé dans un milieu poreux

L'équation de Navier-Stokes qui s'applique à tout écoulement laminaire d'un fluide visqueux Newtonien s'écrit (Corey, 1994) :

$$\rho \left( u_j \frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_i}{\partial t} \right) = \rho g_i - \frac{\partial P}{\partial x_i} + \mu \frac{\partial^2 u_i}{\partial x_j \partial x_j} \quad (2.46)$$

avec,  $u_i$  la vitesse dans la direction  $i$ . L'équation de Navier-Stokes s'applique à tout écoulement laminaire d'un fluide visqueux Newtonien. Pour un écoulement sous de faibles gradients hydrauliques, les deux termes à l'intérieur des parenthèses (accélération convective et accélération locale) sont généralement négligeables (Corey, 1994).

L'équation (2.46) s'écrit alors :

$$\frac{\partial P}{\partial x_i} - \rho g_i = \mu \frac{\partial^2 u_i}{\partial x_j \partial x_j} \quad (2.47)$$

Cette dernière équation est la forme usuelle utilisée en hydrogéologie.

En appliquant la loi de Darcy pour un milieu saturé, on peut calculer le débit par la relation suivante :

$$q = - \left( k_x \frac{\partial h}{\partial x} + k_y \frac{\partial h}{\partial y} + k_z \frac{\partial h}{\partial z} \right) \quad (2.48)$$

où  $h$  est la charge hydraulique [L] et  $k_i$  la conductivité hydraulique [L/T] dans la direction  $i$ . Richards (1931) a étendu cette loi pour les milieux non saturés en ajoutant que la valeur de la conductivité hydraulique  $k$  n'est pas constante, mais variable en fonction de la succion  $\Psi$  [L], ce qui donne la relation suivante :

$$q = - \left( k_x(\Psi) \frac{\partial h}{\partial x} + k_y(\Psi) \frac{\partial h}{\partial y} + k_z(\Psi) \frac{\partial h}{\partial z} \right) \quad (2.49)$$

Afin d'obtenir une équation d'écoulement de l'eau non saturée valide pour les régimes transitoire et permanent, il est nécessaire d'introduire le principe de la continuité (équation 2.50).

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = - \left( \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} + \frac{\partial q_z}{\partial z} \right) \quad (2.50)$$

En remplaçant  $q$  de l'équation (2.50) par celui de l'équation (2.49), on obtient :

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( k_x(\Psi) \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( k_y(\Psi) \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( k_z(\Psi) \frac{\partial h}{\partial z} \right) = - \frac{\partial \theta}{\partial t} \quad (2.51)$$

En considérant que la charge peut s'écrire sous forme  $h = \Psi + z$ , on peut réécrire l'équation (2.51) comme suit :

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( k_x(\psi) \frac{\partial \psi}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( k_y(\psi) \frac{\partial \psi}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( k_z(\psi) \frac{\partial \psi}{\partial z} \right) + \frac{\partial k_z(\psi)}{\partial z} = - \frac{\partial \theta}{\partial t} \quad (2.52)$$

Cette équation générale définit un écoulement non saturé transitoire en milieu poreux.

#### 2.4.2.2 Régime transitoire et conditions non saturées dans les fractures

La loi cubique peut être utilisée de la même façon que la loi de Darcy (ou la loi de Richards) pour écrire l'équation de continuité des débits et ainsi obtenir l'équation de l'écoulement transitoire et régime non saturé dans une fracture : On obtient (Therrien et Sudicky, 1996) :

$$-\left[ \frac{\partial}{\partial x} \left[ \left( \frac{\rho g e^3}{12\mu} \right) K_{rx}(\Psi) \frac{\partial h}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[ \left( \frac{\rho g e^3}{12\mu} \right) K_{ry}(\Psi) \frac{\partial h}{\partial y} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[ \left( \frac{\rho g e^3}{12\mu} \right) K_{rz}(\Psi) \frac{\partial h}{\partial z} \right] \right] = \frac{\partial \theta_f(\Psi)}{\partial t} \quad (2.53)$$

avec,

$k_r(\psi)$  : conductivité hydraulique intrinsèque relative en fonction de la succion (valeur comprise entre 0 et 1),

$\Theta_f(\psi)$  : teneur en eau volumique de la fracture en fonction de la succion.

Une difficulté dans l'utilisation de cette l'équation réside dans la définition des fonctions  $k_r(\Psi)$  et  $\theta_f(\Psi)$ . Il existe en effet très peu de données dans la littérature à ce sujet.

Les forces agissant sur l'eau dans une fracture non saturée sont les forces capillaires, les forces d'inertie (gravité) et les forces de frottement sur les parois dues à la viscosité de l'eau. Une fracture dont le degré de saturation est faible n'agit pas nécessairement comme une conduite pour l'eau, elle peut plutôt agir comme une barrière capillaire (Wang et Narasimhan, 1993). Le modèle conceptuel présenté par Wang et Narasimhan (1993) permet d'expliquer le processus d'écoulement non saturé par la théorie capillaire qui stipule que les larges fractures se désaturent en premier lieu durant le processus de drainage et les petits pores (ou matrice) se désaturent en deuxième lieu. Ainsi, les fractures ont tendance à rester sèches lorsque l'ouverture est grande, avec un film d'eau contenu dans les portions de fracture de très faible ouverture. Une fracture sèche a une conductivité hydraulique plus faible que celle de la matrice partiellement saturée (pour un milieu donné). La phase d'air produit ainsi une résistance à l'écoulement le long de la fracture, à l'exception des endroits qui contiennent de l'eau dans les très faibles ouvertures. Ces endroits étant d'ouvertures réduites, ils retiennent l'eau par capillarité et forment des ponts où l'eau de la roche intacte peut circuler. Ce modèle est illustré à la figure 2.8.

Notons que, dans l'équation (2.53) (l'équation décrivant l'écoulement transitoire non saturé dans une fracture), l'ouverture de la fracture n'est pas fonction de la pression de l'eau ( $\Psi$ ). Ceci n'est pas toujours réaliste puisque les fractures peuvent s'ouvrir et se fermer sous l'effet de la pression d'eau. Comme l'ouverture d'une fracture est déterminante sur la conductivité hydraulique, il serait préférable d'en tenir compte.

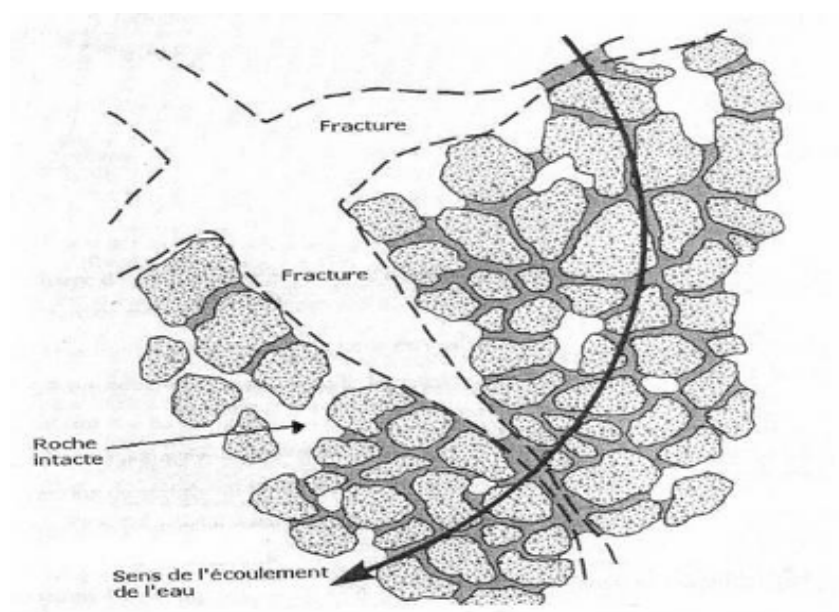


Figure 2.8 Schéma de l'écoulement non saturé dans un milieu poreux fracturé (adaptée de Wang et Narasimhan, 1993).

Certains chercheurs ont étudié l'écoulement non saturé dans des répliques de fractures naturelles en plexiglas (e.g. Persoff et Pruess, 1995; Su et al. 1999). Ces auteurs ont montré que l'écoulement dans une fracture initialement sèche se produit très lentement. L'eau s'accumule dans les zones formées des ouvertures de très petites tailles et qui retiennent l'eau par capillarité. Ces zones souvent assez étendues sont appelées îlots capillaires. L'eau circule entre les îlots capillaires par de minces canaux constitués des ouvertures de grandes tailles. L'eau emprunte ces chemins d'écoulement pour circuler en raison des forces capillaires qui y sont moins élevées. Les débits mesurés à la sortie des fractures dans ces expériences étaient irréguliers car il a été observé que l'eau s'accumule par endroits dans le plan de la fracture puis elle est relâchée périodiquement (Su et al., 1999).



Sous des conditions saturées, les fractures sont les principaux conduits d'eau et de transport, alors que les blocs poreux contrôlent le stockage des fluides et des contaminants. Dans les systèmes partiellement saturés, l'écoulement se fait aussi bien par les forces capillaires que le gradient de pression et la gravité. La principale caractéristique de l'écoulement non saturé dans les formations fracturées est que, en se basant sur des considérations de capillarité et d'énergie libre, le fluide s'accumule dans la matrice poreuse et se déplace à l'intérieur et le long des fractures à travers des aires de contact uniquement si la capacité de teneur en eau des blocs est dépassée. En conséquence, contrairement aux systèmes saturés, les fractures se comportent généralement comme des barrières empêchant l'écoulement d'eau entre les blocs poreux. La migration des contaminants est ainsi limitée au mouvement le long des blocs poreux, et elle est contrôlée par la distribution des fractures et des aires de contact entre les blocs poreux. Il est important de tenir compte de l'écoulement dans la matrice poreuse, les interactions eau-air, les conductivités hydrauliques relatives et les statistiques de la géométrie des fractures (Berkowitz, 1994). D'une manière générale, l'écoulement dans les masses rocheuses inclut un ensemble de phénomènes complexes, et jusqu'à présent peu de modèles ont été développés pour inclure des facteurs comme l'interaction entre chaque phase, le changement des propriétés du fluide et la déformation de joint associée. Plus de détails sur les écoulements et le transport de contaminants dans les formations fracturées non saturées sont données par Wang et Narasimhan (1993).

#### 2.4.3 Écoulement d'eau dans un massif rocheux fracturé

Quand il s'agit d'étudier l'écoulement à travers un réseau de fractures avec une matrice rocheuse essentiellement imperméable, il y a deux aspects majeurs à considérer :

- i) la perméabilité du système de fractures,
- ii) évaluer si le système de fractures se comporte comme un milieu poreux.

Il est souvent observé sur le terrain que les masses rocheuses fracturées contiennent des ensembles de fractures discontinues avec une géométrie qui ressemble à celle de la figure 2.9. Les fractures ont une taille finie le long d'un plan. En conséquence, le degré d'interconnexion entre les plans de fractures discontinues est un facteur important pour la contribution à la conductivité hydraulique de l'ensemble du système. La densité, ou le nombre de fractures par unité de volume de roche, est un autre facteur important. L'ouverture de chaque fracture va déterminer sa perméabilité individuelle. Enfin, l'orientation va déterminer les directions le long desquelles les fluides peuvent s'écouler dans la masse rocheuse totale.

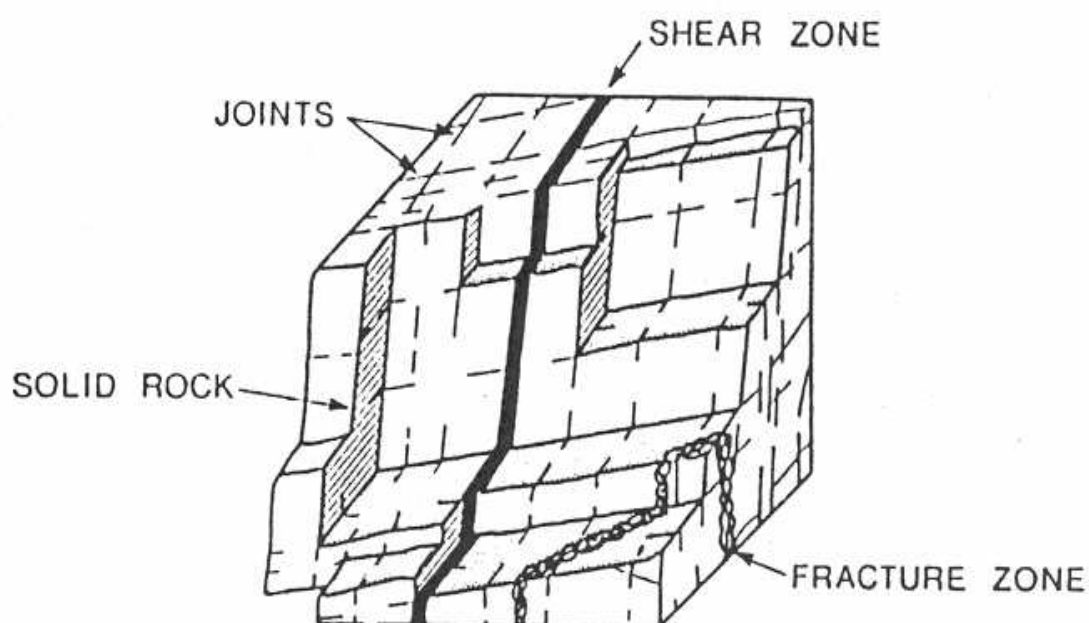


Figure 2.9 Masse rocheuse fracturée (Tirée de Witherspoon, 1986)

Witherspoon (1986) a montré suite à des observations sur terrain que chaque fracture peut contribuer à la perméabilité du massif rocheux uniquement si cette fracture interagit avec d'autres fractures conductrices. Ceci revient à dire que l'écoulement dans une fracture n'est pas indépendant de l'écoulement dans une autre fracture.

Certains auteurs ont postulé que l'écoulement dans une fracture est indépendant de l'écoulement dans les autres fractures, et que l'écoulement dans chaque fracture dépend uniquement de la taille et de l'orientation dans le champ d'écoulement global (Sagar et Runchal, 1977). Ces auteurs ont conclu que « *une fracture qui n'apparaît pas dans la limite de l'élément rocheux considéré n'a pas d'importance dans le calcul de la conductivité hydraulique équivalente.* » Ceci ne peut pas être toujours applicable, parce qu'il faut considérer les effets de l'interconnexion et de l'hétérogénéité des réseaux de fractures (Witherspoon, 1986).

Afin de résoudre un problème d'écoulement en massif fracturé, il faut tout d'abord élaborer une approche conceptuelle du phénomène physique et ensuite adopter un modèle pour représenter la situation spécifique. Les lois d'écoulement utilisées sont fonction de l'approche conceptuelle retenue et celle-ci dépend de l'échelle du problème considéré. Dans la pratique, trois approches conceptuelles sont utilisées pour résoudre les problèmes d'écoulement en milieux fracturés. Il s'agit des modèles du milieu poreux équivalent, des modèles avec fracturation discrète et des modèles hybrides. Ces derniers utilisent à la fois l'approche conceptuelle du milieu poreux équivalent et l'approche avec fracturation discrète. Berkowitz (1994) définit quatre échelles de travail pour caractériser les massifs rocheux fracturés. Il s'agit de la très petite échelle, de la petite échelle, de la grande échelle et de la très grande échelle (voir figure 2.10). À chaque échelle est associée une approche conceptuelle susceptible de s'appliquer. Selon Bear (1993), l'approche avec fracturation discrète s'applique généralement à très petite échelle comme le cas à proximité d'un puits de pompage ou d'un petit tunnel.

À ces endroits, il n'y a possiblement qu'une seule fracture et celle-ci peut être considérée comme responsable de l'écoulement local. À cette échelle, le volume de la roche intacte est petit et son apport à l'écoulement est négligeable par rapport à la contribution de la fracture.

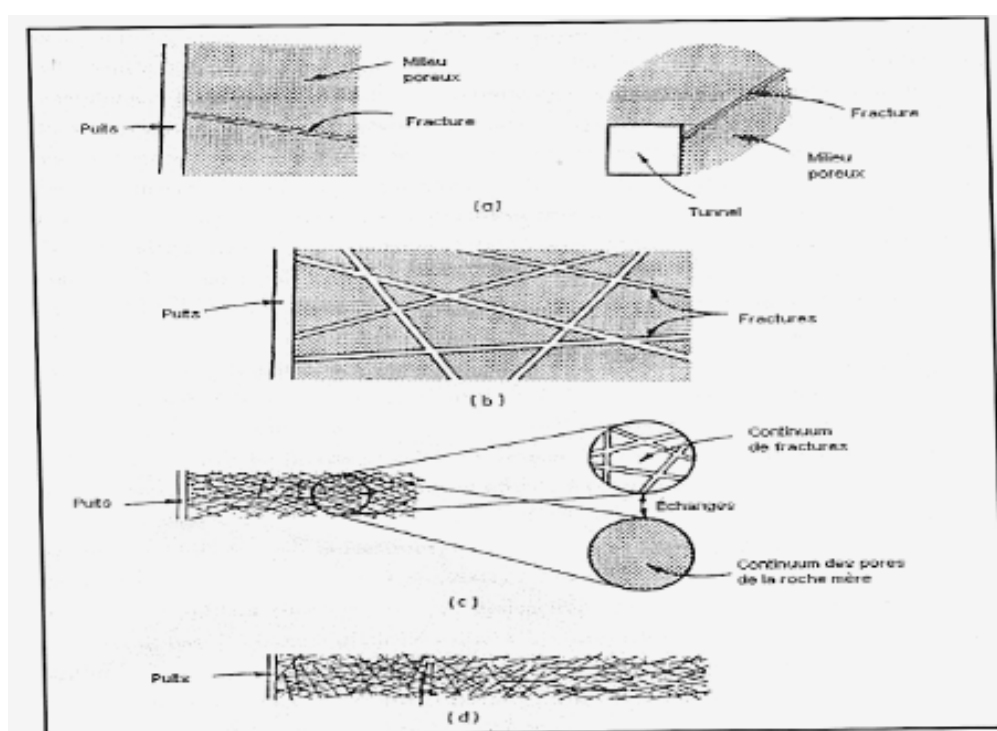


Figure 2.10 Les quatre échelles de travail en massifs fracturés a) Très petite échelle, b) Petite échelle, c) Grande échelle, d) Très grande échelle (adaptée de Berkowitz, 1994)

À petite échelle, l'écoulement est dominé par un ensemble bien défini de fractures et la roche intacte peut jouer un rôle plus ou moins important selon sa conductivité hydraulique. À cette petite échelle, l'approche conceptuelle avec fracturation discrète est généralement employée lorsque la conductivité hydraulique de la roche intacte est faible. Dans le cas contraire, une approche conceptuelle hybride peut être utilisée.

Ceci revient à modéliser les fractures de façon discrète et la roche intacte comme un milieu poreux équivalent. À très grande échelle, le massif fracturé se comporte généralement comme une masse quasi homogène dont les propriétés hydriques reflètent à la fois celles de la roche intacte et celles du réseau de fractures. L'approche conceptuelle du milieu poreux équivalent est couramment utilisée à cette échelle (Kenny et al., 2004). Avec l'approche conceptuelle du milieu poreux équivalent, l'écoulement dans un massif fracturé est idéalisé comme étant semblable à celui dans un milieu granulaire. L'avantage de faire cette hypothèse est que les lois d'écoulement dans les milieux granulaires sont bien connues. Cette approche est généralement valide à très grande échelle pour les massifs fracturés dont la densité de fracturation et la connectivité entre les fractures sont élevées (Bear, 1993). Gale (1990) a mentionné que les arguments en faveur de l'approche d'un milieu poreux équivalent sont basés sur l'idée qu'avec une diminution de l'espacement des fractures ou une augmentation de la densité des fractures, un massif rocheux fracturé avec trois familles de fractures orthogonales peut s'approcher d'un milieu poreux homogène. Cette approche conceptuelle est basée sur la notion du volume élémentaire représentatif (VER). Si les paramètres définissant le milieu continu équivalent ne sont définis qu'à partir d'un volume minimal, le VER, il serait nécessaire de déterminer ce VER et de le comparer à l'échelle des mesures et à celle du problème. Les dimensions du VER correspondent à l'échelle à partir de laquelle un massif rocheux, localement très hétérogène, peut être considéré comme homogène.

Le tableau 2.5 permet de comparer les différentes approches conceptuelles applicables aux systèmes fracturés en présentant les avantages et désavantages de chacune d'elle.

Tableau 2.5 Différentes approches conceptuelles applicables aux systèmes fracturés  
(Tiré de Cook, 2003)

Approche de modélisation	Avantages	Désavantages
Milieu poreux équivalent	<ul style="list-style-type: none"> <li>i) approche simple, demande peu de données.</li> <li>ii) zones avec fractures de porosité et conductivité élevées peuvent être simulées.</li> <li>iii) la plus adéquate pour des applications à l'échelle régionale pour écoulement régime permanent.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>i) applications limitées pour l'écoulement transitoire.</li> <li>ii) application limitée pour des problèmes de transport de solutés.</li> <li>iii) suppose que le VER peut être définis. Des prédictions ne peuvent être émises qu'à des échelles supérieures ou égales au VER.</li> </ul>
Double porosité	<ul style="list-style-type: none"> <li>i) adéquate pour systèmes avec matrice ayant une porosité et une perméabilité élevées.</li> <li>ii) permet les échanges d'écoulement et de solutés entre matrice et fractures.</li> <li>iii) peut tenir compte des réponses hydraulique et de transport causées par le stockage de la matrice.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>i) tendance à simplifier la géométrie.</li> <li>ii) difficile à quantifier les paramètres nécessaires comme entrées pour le modèle double porosité.</li> <li>iii) suppose que le VER peut être défini. Des prédictions ne peuvent être émises qu'à des échelles supérieures ou égales au VER.</li> </ul>
Réseau de fractures discrètes	<ul style="list-style-type: none"> <li>i) représentation explicite de fractures individuelles et de zones de fractures.</li> <li>ii) permet les échanges d'écoulement et de solutés entre matrice et fractures.</li> <li>ii) utile pour la détermination des paramètres du milieu équivalent, basée sur des caractérisations explicites.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>i) demande la connaissance la plus détaillée du terrain.</li> <li>ii) difficulté d'extrapoler les estimations des paramètres à petite échelle aux échelles d'intérêt plus grande.</li> <li>iii) puissance de simulation nécessaire pour les réseaux complexes, spécialement quand la diffusion dans la matrice est importante.</li> </ul>
Approche stochastique	<ul style="list-style-type: none"> <li>i) possibilité de conditionner des simulations avec des données connues.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>i) suppose que les paramètres statistiques équivalents du système hétérogène ne varient pas spatialement à travers le système.</li> </ul>

La figure 2.11 montre que la variabilité des propriétés d'un massif fracturé, comme la conductivité, diminue avec l'augmentation de l'échelle jusqu'à atteindre le VER.

L'échelle de mesure a aussi un effet sur les propriétés hydrauliques dans les massifs rocheux fracturés. Dans leurs essais de tests de pompage sur des aquifères, (Nastev et al., 2004) ont constaté une augmentation de la fracturation des unités rocheuses avec la profondeur, ce qui suggère l'application de l'approche du milieu poreux équivalent à grandes échelles.

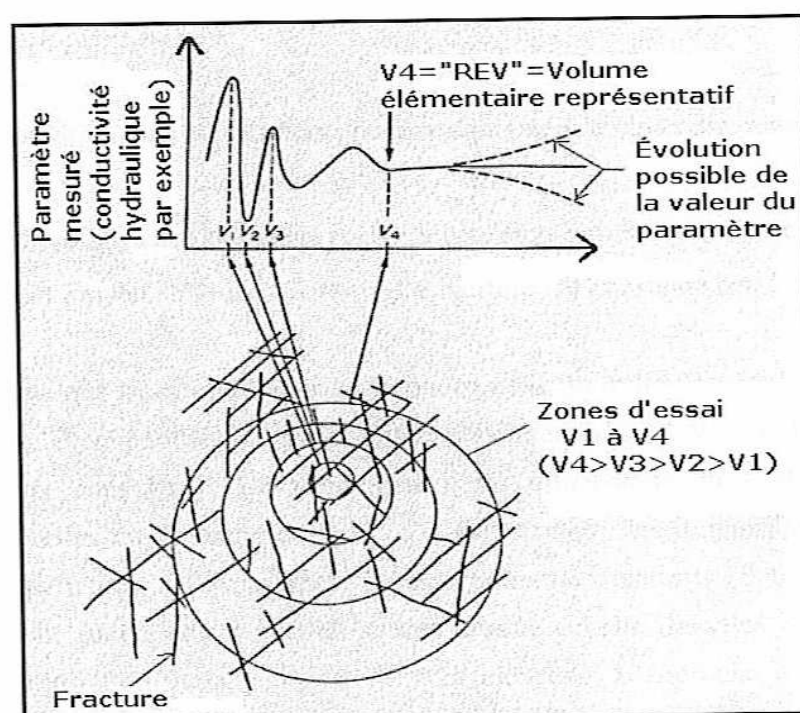


Figure 2.11 Illustration du concept de volume élémentaire représentatif VER (Tirée de Elsworth et Mase, 1993)

Nastev et al. (2004) ont développé une relation entre la conductivité hydraulique et le volume de l'aquifère investigué (en  $L^3$ ) sous la forme :

$$K \text{ (m/s)} = k.V^{0.92} \quad (2.54)$$

avec,  $k$  une constante (dans ce cas,  $k = 10^{-7.3}$ ) et  $n$  le nombre de tests (ici  $n = 179$ ) et un coefficient de corrélation de 0.61.

#### 2.4.4 Facteurs influençant la conductivité hydraulique des fractures

Les facteurs les plus importants qui contrôlent l'écoulement à travers un joint rocheux sont schématisés sur le diagramme de la figure 2.12. Ces facteurs sont la rugosité de surface, la variation de l'ouverture, l'orientation des fractures, les contraintes normale et de cisaillement ainsi que le comportement de chargement et de déchargement. La variation de la conductivité hydraulique peut être étudiée analytiquement et expérimentalement. La magnitude de l'ouverture des joints est le facteur majeur, qui est fonction des contraintes externes, de la pression de fluide et des propriétés géométriques du joint.

D'autres auteurs ont mentionné qu'en plus de l'influence de la géométrie des fractures sur leur comportement hydraulique, les facteurs géologiques ont aussi un effet (Gale, 1990). Ces facteurs incluant les matériaux de remplissage, le type de fissures et leur ouverture peuvent donner lieu à des réseaux d'écoulements préférentiels.

Dans plusieurs études, l'écoulement à travers une fracture a été simulé comme un écoulement à travers un canal ou une conduite sans tenir compte des déformations induites par les contraintes externes (Lomize, 1951, cité dans Indraratna et Ranjith, 2001). En réalité, la déformation des fractures associée aux contraintes externes fait varier les débits d'écoulement des fluides et les pressions ce qui va induire une déformation subséquente des discontinuités.



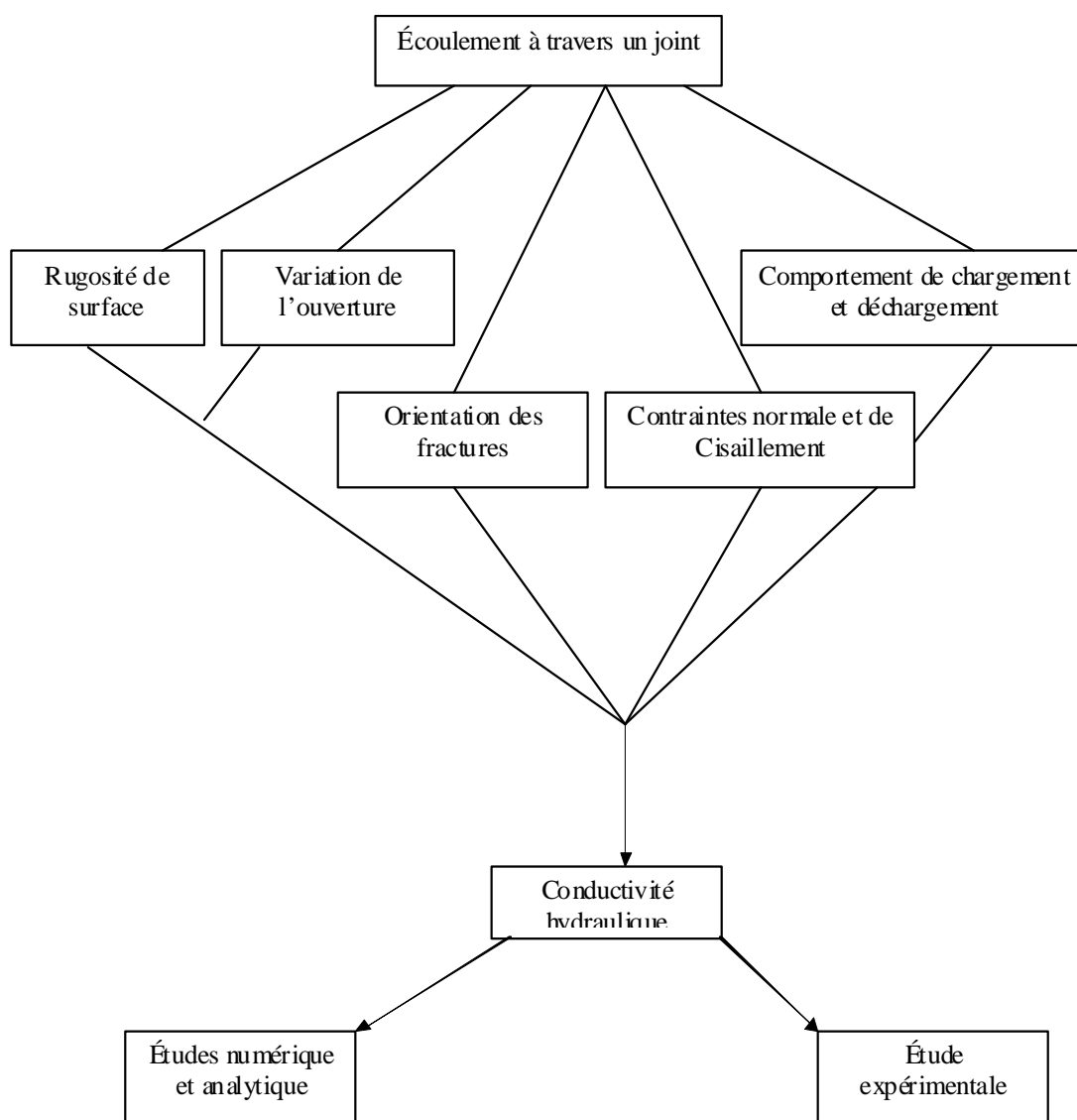


Figure 2.12 Diagramme des facteurs contrôlant la conductivité d'un joint (Tiré de Indraratna et Ranjith, 2001)

La conductivité hydraulique des fractures est aussi influencée par la pression interstitielle. Des études de modélisation effectuées par Sanderson et Zhang (1999) ont montré qu'une augmentation de la pression d'eau induit l'ouverture des fractures, d'où une possible augmentation de la conductivité. À une valeur critique de la pression interstitielle, il y aura une déformation permanente due au glissement des fractures, ce qui peut entraîner une concentration des contraintes et une augmentation rapide de la conductivité.

Zhang et al. (2004) ont incorporé les relations conductivité hydraulique-contrainte pour l'extension de leur modèle d'éléments finis. Ils ont examiné les variations de la conductivité autour d'un puits dans une formation naturelle fracturée. Leurs résultats ont montré que la conductivité autour du puits dépend fortement du changement des contraintes induites par les perturbations du puits et que le changement de la conductivité n'est pas constant autour du puits.

Chen et al. (2000) ont montré qu'il y a une augmentation significative de la conductivité et de l'ouverture hydraulique en fonction du déplacement de cisaillement lors de leurs essais de dilatation. Ces mêmes essais ont montré une diminution de la conductivité et de l'ouverture hydraulique en fonction de la pression de confinement. Ceci s'explique par une diminution de l'ouverture mécanique des fractures à cause d'une déformation et un endommagement de la surface des fractures ou probablement à cause d'un blocage des chemins d'écoulement.

La rugosité de la surface est un autre facteur qui affecte l'écoulement dans les fissures et ainsi la conductivité hydraulique. Il est souvent considéré qu'un écoulement minimum à travers les fractures peut avoir lieu même sous des contraintes normales élevées. À cet écoulement minimum correspond une ouverture nominale caractérisant chaque joint rugueux. Cette ouverture nominale correspond à l'ouverture résiduelle.

La rugosité du joint peut être incorporée dans les équations d'écoulement par l'intermédiaire:

- i) du coefficient de rugosité mécanique JRC (Joint Roughness Coefficient),
- ii) du coefficient de rugosité relatif F, qui est défini par le rapport entre la différence entre hauteur maximale et minimale des aspérités et le diamètre hydraulique,
- iii) d'une fonction mathématique décrivant la surface du joint.

Le coefficient de rugosité relatif F permet de distinguer entre un écoulement parallèle ( $F < 0.033$  ou  $JRC < 8$ ) et un écoulement non parallèle ou rugueux ( $F > 0.033$ ) (voir figure 2.7). En combinant F et le nombre de Reynolds, la loi cubique serait valide dans la zone où on a un écoulement laminaire ( $Re < 2300$ ) et parallèle ( $F < 0.033$ ).

Le coefficient de rugosité relatif F intervient aussi dans l'équation donnant la variation du coefficient de pression ( $dp/dx$ ) (ou gradient hydraulique). L'équation d'écoulement serait alors sous la forme (Louis, 1969, cité dans Indraratna et Ranjith, 2001) :

$$q = \frac{be^3}{12\mu} \left( \frac{1}{1 + m^{1.5}} \right) \left( \frac{dp}{dx} \right) g \quad (2.55)$$

avec, b = la largeur des joints, e = l'ouverture hydraulique des fractures, et m un coefficient qui varie entre 8.8 et 20.5.

L'équation d'écoulement peut aussi s'exprimer en fonction du JRC, sous la forme (Indraratna et Ranjith, 2001) :

$$q = \frac{b}{12\mu} \left( \frac{e_m^6}{JRC^{7.5}} \right) \left( \frac{dp}{dx} \right) g \quad (2.56)$$

avec,  $e_m$  = ouverture mécanique des joints. L'ouverture mécanique est généralement l'ouverture mesurée, alors que l'ouverture hydraulique,  $e_h$ , est une ouverture théorique déterminée à partir de la loi cubique.

Le tableau 2.6 récapitule différentes lois d'écoulement développées par divers auteurs en tenant compte de l'influence des facteurs mentionnés ci-haut.

Enfin, mentionnons que la déformation par cisaillement et la dilatation des fractures ont une grande influence sur la conductivité hydraulique. Des travaux de laboratoire sur des fractures artificielles (Esaki et al., 1999, Lee et Cho, 2002) ont montré qu'il y a une augmentation rapide de la conductivité hydraulique lorsqu'on atteint la résistance au pic du cisaillement et elle reste constante lorsqu'on atteint la résistance résiduelle de cisaillement. La dilatance provoquée par le chevauchement des aspérités durant le cisaillement a pour effet de rendre plus important l'espace des vides et donc d'augmenter la conductivité hydraulique de la fracture. Si, au contraire, une partie des aspérités a été endommagée, les détritiques qui en résultent provoquent l'obturation de certains chemins d'écoulement et l'allongement d'autres, ce qui réduit la conductivité (Benjelloun, 1991).

Tableau 2.6 Différentes lois d'écoulement dans les discontinuités en fonction de divers paramètres affectifs

Auteurs	Loi d'écoulement	Paramètres	Conditions
Lomize G.M. (1951)	$Q_f/\Delta h = 1/f (e_h^3/12\mu)$	f = facteur tenant compte de l'effet de rugosité de surface  $e_h$ = ouverture de fracture	Pas d'aspérités
Snow D.T. (1965)	$Q_f/\Delta h = (\rho g/c) (e_h^3/12\mu)$	c = 1	Plaques parallèles $e_h = 0.2 \mu m$
Louis C.A. (1969)	$Q_f/\Delta h = (\rho g/c) (e_h^3/12\mu)$	$c = 1 + 8.8(A/e_h)^{1.5}$  A = amplitude de rugosité de surface	Fractures rugueuses, non en contact
Witherspoon C.A et al. (1980)	$Q_f/\Delta h = (\rho g/c)(e_h^3/12\mu)$	1.04 < c < 1.65	Fractures rugueuses en contact sous $\sigma_n$ de 20 MPa
Walsh J.B. (1981)	$Q_f/\Delta h = 1/f(e_h^3/12\mu)(1-d/1+d)$	d = ratio d'aires en contact  f = facteur de l'effet de rugosité de surface	Présence d'aspérités
Neuzil C.E. et Tracy J.V. (1981)	$Q_f/\Delta h = (\rho g w/12\mu) \int_0^\infty e_h^3 f(e_h) de_h$	w = dimension de fracture dans direction perpendiculaire à l'écoulement  $f(e_h)$ = fonction de probabilité de l'ouverture	Ne tient pas compte de la tortuosité
Raven G.K. et Gale E.J. (1985)	$Q_f/\Delta h = c (2b)^3$	2b = ouverture effective $C = (2\pi\rho g/12\mu) \ln(r_e/r_w)$	Cas d'un écoulement radial

Tableau 2.6 (suite) Différentes lois d'écoulement dans les discontinuités en fonction de divers paramètres affectifs

Auteurs	Loi d'écoulement	Paramètres	Conditions
Barton et al. (1985)	$Q_f/\Delta h = (\rho g w e^3/12\mu l)1/f$	$f = e_m^6/e_h^6 JRC^5$ $e_m$ = ouverture mécanique. $e_h$ = ouverture hydraulique. JRC = coefficient de rugosité de surface.	Tient compte de l'effet de rugosité
Lee C.H. et Farmer W.I. (1990)	$Q_f/\Delta h = c e_h^3$	$c$ = constant représentant propriétés du fluide et la géométrie d'écoulement.	Écoulement laminaire + surfaces parallèles et lisses + régime permanent
Benjelloun H.Z. et al. (1993)	$Q_f/\Delta h = c (e_{h0} + f \Delta e_m)^3/12$	$e_{h0}$ = ouverture hydraulique initiale. $\Delta e_m$ = variation de l'ouverture mécanique. $f$ = facteur de rugosité de surface.	$f = 1$ pour joints ouverts. $f = 0.8$ écoulement laminaire rectiligne. $f = 0.5$ écoulement radial.
Sanderson J.D. et Zhang X. (1999)	$Q_f/\Delta h = e_h^3 l/12\mu$ $Q_f/\Delta h = \pi r^4/8\mu$	$l$ = longueur de fracture. $e_h$ = ouverture de fracture. $r = (al)^{0.5}/2$ : rayon de conduite équivalente.	$L > e$ Fractures verticales $l/a < 3$
Olsson R. et Barton N. (2001)	$Q_f/\Delta h = \rho g w e^3/12\mu l$	$w$ = épaisseur de ligne d'écoulement $e_h = e_m^2/JRC^{2.5}$ $e_m$ = ouverture mécanique.	$e_m > e_h$

## 2.5 Couplage hydromécanique

Les études concernant le comportement hydromécanique des discontinuités rocheuses sous contrainte normale ont été nombreuses et variées (Gale, 1982; Gale et Raven, 1985; Benjelloun, 1991; Tsang et Stephansson, 1996).

Les études du comportement sous cisaillement sont moins nombreuses. Le comportement couplé des discontinuités inclut aussi bien la déformation que les changements des propriétés hydrauliques sous divers processus couplés. La déformation des discontinuités peut inclure une dilatation, une fermeture ou un cisaillement. Le couplage de différents processus (thermique, hydraulique, mécanique et chimique) implique qu'un processus affecte l'initiation et la progression d'un autre.

### 2.5.1 Relation écoulement - contraintes

Plusieurs études ont montré l'effet des contraintes sur l'écoulement des fluides dans les discontinuités. L'état des contraintes va influencer de façon directe ou indirecte l'ouverture des fractures ce qui entraîne une variation de la conductivité hydraulique et des débits d'écoulement. Tsang et Stephansson (1996) ont étudié l'écoulement laminaire en régime permanent le long d'une fracture sous contrainte normale et sous contrainte de cisaillement. Ces études ont montré que sous l'effet de contrainte normale, il y aura augmentation de la surface de contact d'où variation de l'ouverture de la fracture et donc variation de la conductivité hydraulique. Sous des contraintes de cisaillement, c'est le degré d'enchevêtrement des deux surfaces inférieure et supérieure de la fracture qui va influencer leur ouverture et donc l'écoulement.

Witherspoon et al. (1986) ont montré qu'une augmentation de la contrainte normale induit plus d'aspérités en contact (pour les fractures rugueuses) diminuant ainsi la

distance moyenne entre les points de contact d'où une variation de l'ouverture et de la conductivité hydraulique.

Durant un chargement normal, les fractures rocheuses naturelles ou artificielles, altérées ou non, présentent un comportement commun caractérisé par une forte non-linéarité et un effet d'hystérésis prononcé entre la contrainte normale et le déplacement relatif normal entre les épontes, et entre la contrainte normale et la perméabilité (Raven et Gale, 1985).

Ce comportement typique des interfaces, reflète l'emboîtement progressif des macros et des microrugosités et l'accroissement du nombre de points de contacts quand la contrainte normale et/ou le nombre de cycles de chargement augmentent. Ces deux phénomènes ont pour effet de diminuer la conductivité hydraulique en réduisant l'espace des vides et en augmentant la tortuosité de l'écoulement (Hakami, 1988 cité dans Benjelloun, 1991).

Plusieurs études ont mis en évidence la nature variable de l'ouverture des fractures et l'importance de considérer cette variabilité dans le calcul des débits d'écoulement et le transport de solutés (Witherspoon et al., 1986; Indraratna et Ranjith, 2001). La perméabilité à l'écoulement est souvent contrôlée par les régions à petites ouvertures, ce qui donne naissance à la formation de canaux qui acheminent un grand débit d'écoulement. Ces canaux seront sensibles à la variation de la contrainte normale.

Des études effectuées par Barton et al. (1985) ont montré que le cisaillement des joints induit un glissement le long des aspérités, ce qui augmente l'ouverture et donc la conductivité hydraulique. Cette même étude a montré qu'un changement de l'ouverture des discontinuités peut induire une variation allant jusqu'à trois ordres de grandeur de la conductivité sous contraintes normales modérées. La figure 2.13 présente quatre configurations typiques de l'intérieur d'une fracture. Il s'agit du cas de fractures lisses avec une ouverture approximativement constante, cas de fractures rugueuses sans points



de contact entre les parois, cas de fractures rugueuses avec points de contact entre les parois et cas de fractures contenant des matériaux de remplissage.

L'ouverture des fractures dépend aussi des variations de la pression d'eau dans la fracture et la matrice poreuse, étant donné que ces variations vont affecter les contraintes effectives autour de la fracture (Tsang et Stephansson, 1996).

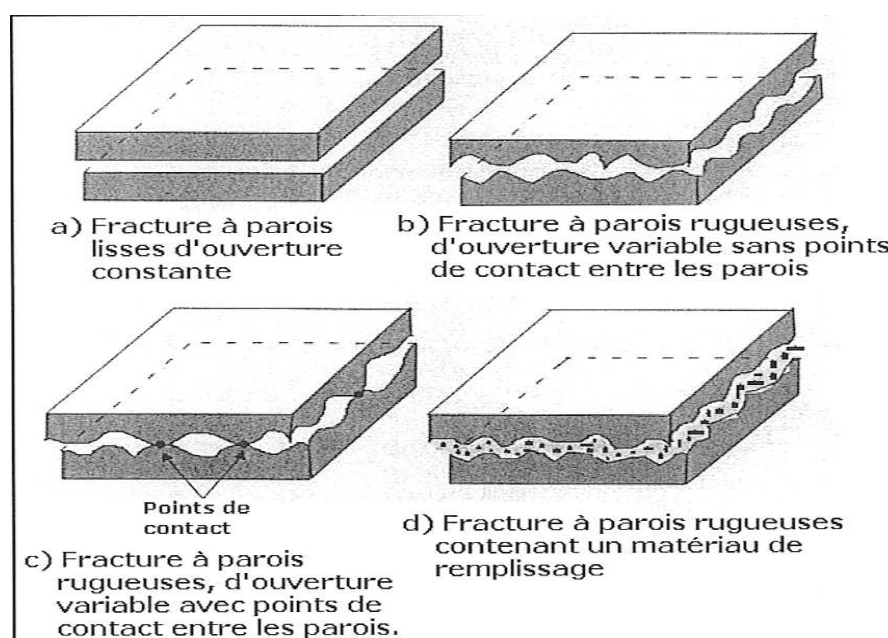


Figure 2.13 Schémas de quatre configurations typiques de l'intérieur d'une fracture (tiré d'Indraratna et Ranjith, 2001).

Suite à une étude sur l'effet de variation de la contrainte normale sur des fractures simulées, Zimmerman et al. (1990) ont constaté que :

i) le pourcentage de surface en contact augmente quasi linéairement en fonction de la contrainte normale appliquée,

- ii) la fermeture moyenne des joints augmente en fonction de la contrainte normale, mais à un taux décroissant,
- iii) le débit d'écoulement diminue en fonction de la puissance 3 de la contrainte normale, mais après une certaine valeur critique, il y a une chute du débit.

La logique du couplage hydromécanique est illustrée sur la figure 2.14 La pression d'eau dans un milieu modifie le champ de contraintes ainsi que ses propriétés mécaniques. Inversement, la déformation d'un milieu suite à une sollicitation mécanique peut modifier considérablement la conductivité hydraulique de ce dernier et changer ou créer des chemins d'écoulements préférentiels.

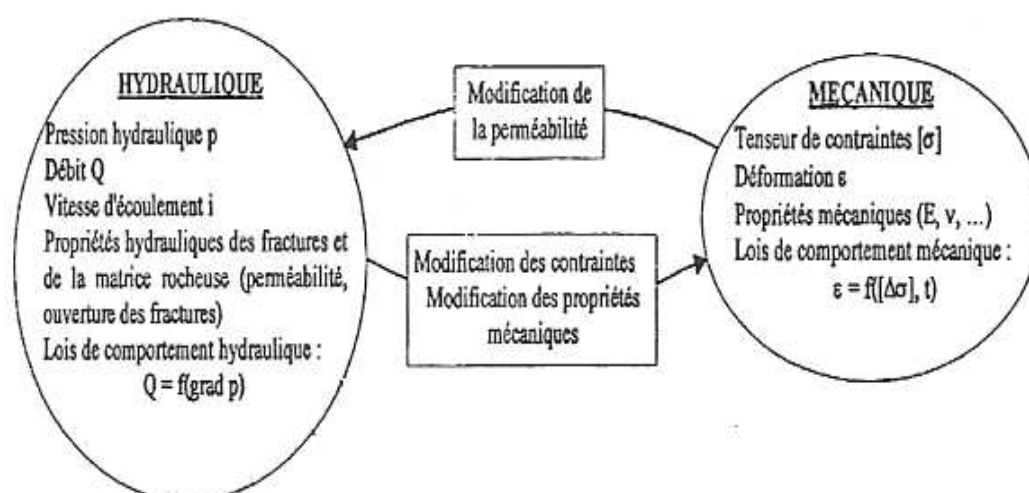


Figure 2.14: Couplage hydromécanique dans les massifs rocheux (tiré de Kadiri, 2002)

En plus de son rôle hydraulique, la pression de l'eau a aussi un effet mécanique souvent non négligeable. Cet effet est mis en évidence par le concept de contraintes effectives. Ce concept est très important puisque la résistance mécanique du milieu s'exprime en fonction des contraintes effectives.

Si on se place dans le cadre du milieu fracturé, l'eau exerce sur les épontes de la fracture une pression hydraulique réduisant la contrainte normale exercée par le massif. D'autre part, l'agrandissement de l'ouverture de la fracture sous pression hydraulique tend à faciliter les mouvements tangentiels (Kadiri, 2002).

Le modèle de Barton et al. (1985) fournit une expression de l'ouverture hydraulique  $e_h$  en fonction de l'ouverture mécanique  $e_m$  :

$$e_h = e_m^2 / JRC^{2.5} \quad (2.57)$$

avec : JRC caractérisant la rugosité de surface. Cette ouverture hydraulique incorporée dans la loi cubique, est censée donner une bonne estimation du débit transitant dans la fracture.

Barton (2000) a proposé un modèle qui fournit un ensemble complet d'équations pour la modélisation du comportement hydromécanique d'un joint rocheux sous une contrainte normale. Le modèle a été validé en comparant les prédictions numériques et les données expérimentales. La même relation établie par Barton et al (équation 2.84) entre l'ouverture hydraulique  $e$  en fonction de l'ouverture mécanique  $e_m$ , a été adoptée dans ce modèle. La contrainte effective est définie de la manière suivante :

$$\Delta\sigma_n' = \Delta\sigma_n - \alpha \Delta P \quad (2.58)$$

$\alpha$  étant un coefficient de couplage qui traduit l'effet de la pression du fluide sur le déplacement normal de la fracture. Ce coefficient n'est pas constant et varie en fonction de la fermeture progressive du joint. L'effet hydromécanique est lié à l'espace de vides accessible au fluide (Sotoudeh, 1995, cité dans Kadiri, 2002).

Une nouvelle approche numérique pour simuler la réponse hydromécanique de roches hétérogènes à l'échelle du laboratoire a été développée par Yuan et Harrison (2005).

Leurs simulations numériques ont montré qu'une compression uniaxiale et triaxiale cause une concentration des contraintes dans les éléments de faible résistance et qu'il y a une initiation et une propagation de la dilatance et la perméabilité (Yuan et Harrison, 2005).

### 2.5.2 Méthodologie de couplage

Durant le présent projet de recherche une méthode de couplage hydromécanique indirect entre les deux codes HydroGeosphere et Phase<sup>2</sup> a été développée. Cette méthode a été appliquée au cas du chantier remblayé vertical avec une fracture horizontale. À partir des résultats de variation des contraintes normales et de cisaillement en fonction de la distance le long de la discontinuité obtenus avec Phase<sup>2</sup>, le modèle CSDS a été utilisé pour déterminer les variations de déplacement normal en fonction du déplacement de cisaillement et calculer ainsi le changement de l'ouverture. La méthodologie de calcul des ouvertures hydrauliques sera expliquée dans le chapitre 6.

## 2.6 Transport de contaminants

En hydrogéologie et géotechnique environnementale il est important de comprendre les différents processus qui affectent la migration des contaminants surtout dans les massifs rocheux fracturés. En présence de fractures, ce phénomène devient plus complexe parce qu'il faut tenir compte de la connectivité des fractures, leur densité et leur ouverture.

Les principaux processus de transport de contaminants sont l'advection, la diffusion et la dispersion (pour les contaminants non réactifs considérés ici). L'advection consiste en un mouvement de contaminant mené par écoulement d'eau en réponse à un gradient hydraulique. Sous des conditions d'un écoulement en régime permanent à 1D, le flux de masse de contaminants  $F_v$  (masse par unité de surface par unité de temps) due à l'advection est donné par (Sharma et Reddy, 2004) :

$$F_v = v c = n_e v_s c \quad (2.59)$$

avec,  $n_e$  = porosité effective,  $v_s$  = vitesse d'écoulement moyenne ( $v_s = k.i/n_e$ ) et  $c$  la concentration du contaminant dissous. Sous des conditions d'un écoulement uniforme, le transport par advection est décrit par :

$$\frac{dc}{dt} = -v_s \frac{dc}{dx} \quad (2.60)$$

La solution à cette équation implique que si un contaminant d'une concentration  $c_0$  est introduit à l'eau souterraine, alors au temps  $t$  il sera transporté à une distance  $x$  par advection. Ceci implique un profil de concentration montré à la figure 2.15a.

Pour des conditions d'écoulement en régime permanent ou transitoire à 2 et 3D, les vitesses d'eau souterraine peuvent être déterminées par des simulations numériques en utilisant des codes comme MODFLOW (Sharma et Reddy, 2004).

Généralement, les paramètres suivants du milieu poreux doivent être déterminés pour les analyses du transport par advection :

- les gradients hydrauliques,
- conductivité hydraulique et transmissivité,
- stockage ou emmagasinement,
- porosité et porosité effective.

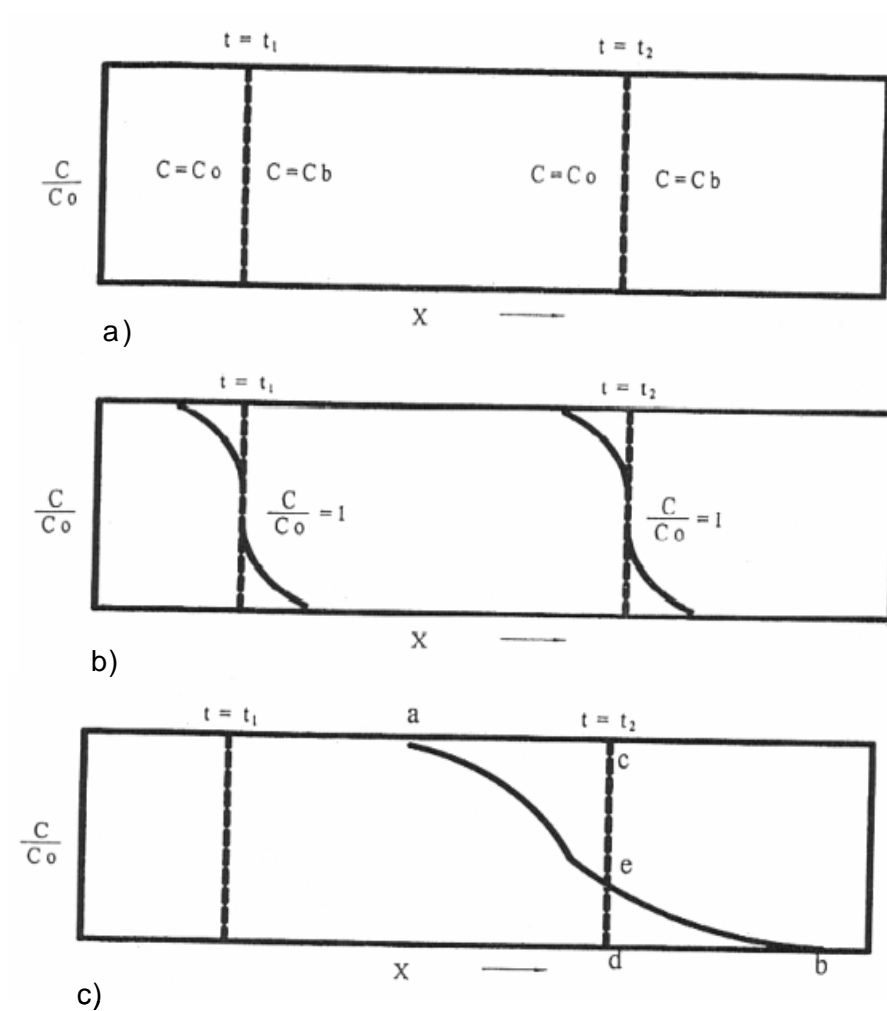


Figure 2.15 Processus de transport de contaminants : a) advection seule, b) diffusion seule, c) advection et dispersion (adapté de Sharma et Reddy, 2004).

La diffusion moléculaire consiste en un mouvement de contaminants sous un gradient de concentration chimique (d'une zone à forte concentration vers une zone à faible concentration). La diffusion peut avoir lieu même lorsqu'il n'y a pas d'écoulement de fluide ou si l'écoulement se fait en direction opposée au mouvement des contaminants. La diffusion moléculaire est caractérisée en utilisant la première loi de Fick. Pour des conditions 1D, cette loi s'écrit (Sharma et Reddy, 2004) :

$$F_d = -D \frac{dc}{dx} \quad (2.61)$$

avec,  $F_d$  le flux de diffusion de masse par unité de surface par unité de temps,  $D$  le coefficient de diffusion effectif et  $dc/dx$  le gradient de concentration. Les valeurs de  $D$  varient typiquement de  $1 \times 10^{-9}$  à  $2 \times 10^{-9} \text{ m}^2/\text{s}$  (Mitchell, 1976, cité dans Sharma et Reddy, 2004). Le  $D$  tient compte aussi de l'effet de tortuosité dans les sols et peut être relié au coefficient de diffusion propre du soluté  $D_0$  par l'équation :

$$D = \tau D^0 \quad (2.62)$$

$\tau$  est le coefficient de tortuosité qui a une valeur inférieure à 1. Les valeurs de tortuosité varient entre 0.01 et 0.5 (Freeze et Cherry, 1979). Il existe des tables qui donnent les valeurs de  $D^0$  pour différents composants chimiques (Sharma et Reddy, 2004).

A partir de la première loi de Fick et de l'équation de continuité, le taux avec lequel le contaminant peut diffuser dans les sols est donné par :

$$\frac{dc}{dt} = D \frac{d^2 c}{dx^2} \quad (2.63)$$

L'équation (2.63) est connue sous le nom de la deuxième loi de Fick. Pour des conditions initiales de  $c(x, 0) = 0$  (milieu poreux initialement non contaminé) et les

conditions aux limites  $c(0, t) = c_0$  et  $c(\infty, 0) = 0$ , la solution à l'équation (2.63) pour un milieu infini est donnée par (Crank, 1956, cité dans Sharma et Reddy, 2004) :

$$c(x, t) = c_0 \operatorname{erfc}\left(\frac{x}{2\sqrt{Dt}}\right) \quad (2.64)$$

avec,  $c(x, t)$  la concentration à la distance  $x$  de la source au temps  $t$ ;  $c_0$  la concentration initiale en contaminant, qui est supposée constante; et  $\operatorname{erfc}$  est la fonction erreur complémentaire. Un transport typique par diffusion en transitoire prédit par l'équation (2.63) est donné sur la figure 2.15b.

Au niveau macroscopique, le transport de contaminants est défini par la vitesse moyenne de l'eau souterraine. Mais, au niveau microscopique, la vitesse actuelle de l'eau peut varier d'un point à un autre et peut être inférieure ou supérieure à la vitesse moyenne. Cette différence en vitesses est causée par la taille des pores, la longueur des lignes d'écoulement et la friction dans les pores. À cause de ces différences en vitesse, un mélange est causé le long des lignes d'écoulement. Ce mélange est appelé dispersion mécanique (ou hydrodynamique) ou simplement dispersion.

On distingue la dispersion longitudinale et la dispersion transversale, toutes deux fonctions de la vitesse moyenne.

La dispersion longitudinale est définie par :

$$D_L = \alpha_L v_s \quad (2.65)$$

avec,  $D_L$  le coefficient de dispersion mécanique longitudinale,  $\alpha_L$  la dispersivité longitudinale, et  $v_s$  la vitesse moyenne de filtration. De la même façon, la dispersion transversale est définie par :

$$D_T = \alpha_T v_s \quad (2.66)$$



avec,  $D_T$  le coefficient de dispersion mécanique transversale, et  $\alpha_T$  la dispersivité transversale. Généralement, la diffusion moléculaire et la dispersion mécanique sont combinées et les coefficients de dispersion  $D_L^*$  et  $D_T^*$  sont définis par :

$$D_L^* = \alpha_L V_s + D^0 \quad (2.67)$$

$$D_T^* = \alpha_T V_s + D^0 \quad (2.68)$$

avec  $D_L^*$  et  $D_T^*$  appelés coefficient de dispersion hydrodynamique longitudinale et coefficient de dispersion hydrodynamique transversale, respectivement. La dispersion des contaminants résulte en une dilution des contaminants sur le front d'avancement de l'écoulement comme il est montré sur la figure 2.15c (Sharma et Reddy, 2004).

Pour décrire le transport de contaminants par dispersion,  $\alpha_L$  et  $\alpha_T$  doivent être d'abord déterminés à partir des essais au laboratoire et/ou des essais sur le terrain. Si la diffusion moléculaire est incorporée, alors  $D^0$  doit être aussi déterminé. Ainsi, en utilisant le modèle de plaques parallèles, l'équation globale de dispersion-advection du transport de contaminants dans les fractures prend la forme :

$$\frac{dc}{dt} = D_h \frac{d^2 c}{dx^2} - \frac{q}{n} \frac{dc}{dx} \quad (2.69)$$

avec,  $q$  le débit spécifique et  $D_h$  le coefficient de dispersion hydrodynamique. Pour les mêmes conditions initiales et aux limites de l'équation (2.64), la solution à l'équation (2.69) est donnée par (Ogata et Banks, 1961) :

$$c(x,t) = \frac{c_0}{2} \left[ \operatorname{erfc} \frac{x - \left(\frac{q}{n}\right)t}{2(D_h t)^{1/2}} + \exp\left(\frac{qx}{nD_h}\right) \operatorname{erfc} \frac{x + \left(\frac{q}{n}\right)t}{2(D_h t)^{1/2}} \right] \quad (2.70)$$

Cette solution qui peut être appliquée aussi bien pour un milieu poreux que pour le modèle de plaques parallèles de fractures donne lieu à des courbes de migration de contaminants de forme S classique et identiques dans les deux cas. Ce résultat est contradictoire pour des courbes de migration de contaminants plus réalistes qui tiennent compte de l'effet de cheminement de l'écoulement et de l'effet de tortuosité comme le montre la figure 2.16 (Berkowitz, 1994).

Dans les milieux poreux fracturés, la perméabilité globale du réseau des fractures est, généralement, plus élevée que celle des blocs poreux, alors que la porosité correspondante est beaucoup plus faible. En conséquence, les vitesses d'écoulement et de transport de contaminants tendent à être plus élevées dans les fractures (Berkowitz, 1994).

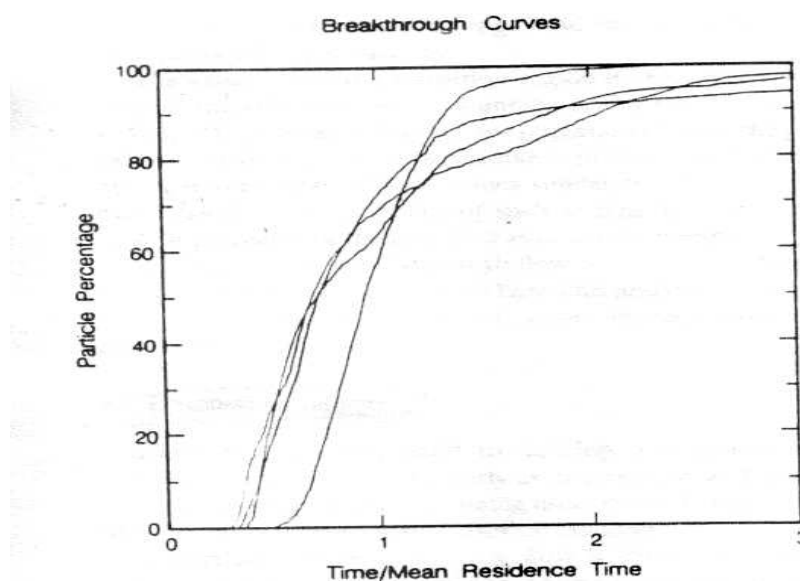


Figure 2.16 Courbes de migration de solutés à travers des fractures (adapté de Berkowitz, 1994).

Ghogomu et Therrien (2000) ont démontré que les vitesses d'écoulement dans les fractures sont généralement élevées, mais la diffusion des contaminants des fractures vers la matrice poreuse peut réduire significativement les taux de migration le long des fractures.

Houseworth (2006) a étudié le transport de solutés dans un roc et une fracture verticale en conditions d'écoulement non saturées. Ses analyses de sensibilité ont montré une faible influence de la porosité de fracture et le coefficient de retardement sur les résultats, alors que la diffusion dans le roc, le retardement dans la matrice rocheuse ainsi que l'imbibition à la matrice a une grande influence sur les résultats du transport.

L'incorporation des différents processus de transport de contaminants, les processus de transfert de masse et la biodégradation dans des modèles mathématiques pour prédire la forme de contaminants et les concentrations dans l'espace et le temps est une tâche difficile à réaliser.

Différents modèles géochimiques (comme MINTEQA2 et PHREEQC) ont été développé qui tiennent en compte divers processus de transfert de masse et sont utiles pour déterminer la distribution des contaminants inorganiques.

D'un autre côté, différents modèles multi phases et multiespèces (contaminants multiples) (comme UTCHEM ET TOUGH2) ont été développé et qui tiennent compte de plusieurs processus géochimiques pour déterminer la distribution de contaminants organiques multiples dans différentes phases (dissoute, gazeuse). Ces modèles incorporent aussi les processus de transport, ainsi ils permettent de décrire le transport de contaminants dans les sols.

La majorité des modèles sont basés sur l'équation différentielle partielle suivante dérivée à partir du principe de conservation de la masse (Freeze et Cherry, 1979):

$$R \frac{\partial c}{\partial t} = \left[ \frac{\partial}{\partial x} \left( D_x \frac{\partial c}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( D_y \frac{\partial c}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( D_z \frac{\partial c}{\partial z} \right) \right] - \left[ \frac{\partial}{\partial x} (v_{sx} c) + \frac{\partial}{\partial y} (v_{sy} c) + \frac{\partial}{\partial z} (v_{sz} c) \right] \pm \lambda_0 R c \quad (2.71)$$

avec,  $D_x$ ,  $D_y$  et  $D_z$  les coefficients de dispersion et  $v_{sx}$ ,  $v_{sy}$  et  $v_{sz}$  sont les vitesses de filtration dans les directions  $x$ ,  $y$  et  $z$  respectivement;  $c$  est la concentration du contaminant dissous;  $t$  est le temps;  $R$  est le coefficient de retardement; et  $\lambda_0$  est le coefficient du taux de décroissance pour les phases dissoute et absorbée.

L'équation (2.71) stipule que le taux net de changement de masse de contaminants à travers un volume d'un milieu poreux est égal à la différence entre les flux de contaminants entrant et sortant du volume, ajusté pour la perte ou le gain de contaminant dû aux réactions chimiques et biologiques. L'équation (2.71) peut être résolue par des méthodes numériques ou analytiques. Pour obtenir une solution analytique unique, un ensemble de conditions initiales et aux limites doit être spécifié.

Les conditions initiales sont utilisées pour définir la concentration des contaminants dans un milieu poreux juste avant le début du transport.

Les conditions aux limites spécifient l'interaction entre la surface étudiée et son environnement extérieur. Des solutions analytiques à 1, 2 et 3D ont été reporté dépendant des processus du transport, processus chimiques et processus biologiques ainsi que les conditions initiales et aux limites (Van Genuchten et Alves, 1982; Javandel et al., 1984; Fetter, 1999; Choy et Reible, 2000, cités dans Sharma et Reddy, 2004).

Des méthodes numériques sont utilisées lorsque le système d'écoulement possède une géométrie irrégulière et des propriétés d'aquifère non uniforme. Des modèles numériques utilisant les prédictions d'écoulement basées sur le code MODFLOW ont reçu une attention particulière dans la pratique. Les deux modèles les plus utilisés pour

le transport de contaminants sont MT3D et RT3D. MT3D est un module 3D de transport qui complète le modèle de simulation d'écoulement MODFLOW. MT3D, basé sur la méthode de différence finie, résout l'équation d'advection-dispersion avec sorption et réaction du premier ordre. Le modèle utilise la même grille que MODFLOW et utilise des champs d'écoulement calculés durant une simulation par MODFLOW. RT3D, un modèle réactif à 3D, a été développé aux laboratoires Battelle par Clément (1997). RT3D est basé sur une méthode numérique de différence finie et permet la modélisation de plusieurs substances chimiques absorbées ou sous phase aqueuse. Ceci permet de simuler différents processus d'atténuation naturelle et de remédiation active.

## **2.7 Modélisation des milieux fracturés**

Divers codes de calculs numériques sont utilisés dans les problèmes d'ingénierie afin d'analyser les problèmes mécaniques, hydrauliques et thermiques ainsi que les problèmes de couplage. Ils permettent d'obtenir une distribution des contraintes et de déplacements, une distribution de pression du fluide et du débit, ainsi qu'une distribution de température à l'intérieur d'une masse rocheuse ayant une géométrie particulière avec des conditions aux limites spécifiées.

### **2.7.1 Codes de modélisation mécanique**

Un code d'éléments finis, FRACON (Fractured medium Consolidation), développé par Nguyen et Selvadurai (1998) a été appliqué pour modéliser le comportement mécanique et hydraulique des discontinuités rocheuses. C'est un modèle dont les équations sont dérivées de la théorie classique de consolidation développée par Biot. Les paramètres de la relation contrainte-déformation dans ce modèle peuvent être estimés à partir des coefficients empiriques de Barton-Bandis (JRC et JSC). Aussi, il est supposé dans le modèle que la production du matériau de remplissage est reliée à l'effet plastique des contraintes de cisaillement.

Le code FRACON a donné des résultats satisfaisants en comparaison avec les données expérimentales pour le comportement des discontinuités rocheuses.

D'autres codes existent et qui sont très utilisés en mécanique des roches. Le code FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua, Itasca, 2009) est un code à différence finie explicite qui a été développé par Itasca Consulting group. FLAC permet de simuler le comportement des structures de sol, des roches ou autres matériaux qui subissent un écoulement plastique quand leurs limites d'élasticité seront atteintes. FLAC permet aussi de modéliser l'écoulement des fluides à travers un solide perméable (sol, par exemple). La modélisation de l'écoulement peut être réalisée indépendamment du calcul mécanique usuel de FLAC, ou bien il peut être réalisé en parallèle avec la modélisation mécanique dans le but d'étudier l'effet d l'interaction solide/fluide.

Un troisième code, Phase<sup>2</sup> (Rocscience, 2003) permet de simuler l'effet des champs de contraintes sur le comportement des discontinuités. Ce code sera décrit plus loin dans la partie concernant la modélisation des milieux fracturés.

#### 2.7.2 Codes de modélisation de l'écoulement souterrain

Plusieurs théories ont été développées récemment pour décrire l'infiltration et le mouvement d'eau dans les masses rocheuses fracturées. Plusieurs modèles numériques et différentes approches de modélisation ont été proposés. Les modèles d'écoulement mathématiques peuvent être classés en trois catégories :

- 1) modèles des milieux continus équivalents,
- 2) modèles de simulation à réseaux discrets,
- 3) et les modèles hybrides.

Dans les modèles des milieux continus équivalents conventionnels, il y a les modèles à simple porosité, les modèles à double porosité et les modèles stochastiques. Comme les

fractures individuelles ne sont pas explicitement modélisées, sauf lorsque les fractures sont suffisamment larges pour être considérées comme des unités hydrologiques séparées, ces modèles ne peuvent pas simuler correctement le comportement de chaque fracture. En conséquence, ces modèles ne peuvent pas, en général, décrire de façon complète les caractéristiques hydrauliques du milieu fracturé (Wang et al., 2002).

MODFLOW (Modular Three-Dimensional Finite-Difference Groundwater Flow Model) est un modèle de différence finie le plus utilisé pour la simulation des écoulements 3D dans un milieu poreux saturé. C'est un modèle développé par U.S. Geological Survey. Le modèle est basé sur l'équation suivante qui décrit le mouvement de l'eau souterraine à densité constante à travers un milieu poreux, résolue par la méthode des différences finies :

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( K_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( K_y \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( K_z \frac{\partial h}{\partial z} \right) - w = s_s \frac{\partial h}{\partial t} \quad (2.72)$$

avec,  $w$  le flux volumétrique par unité de volume qui représente les sources ou les fuites d'eau. Généralement,  $s_s$ ,  $k_x$ ,  $k_y$ ,  $k_z$  et  $w$  peuvent être des fonctions du temps et de l'espace et l'équation (2.72) pourra décrire l'écoulement sous des conditions transitoires dans un milieu hétérogène et anisotrope (Sharma et Reddy, 2004).

MODFLOW est un modèle souvent utilisé pour la simulation des écoulements 2D ou 3D dans des aquifères à nappe libre ou nappe captive mais il n'est pas applicable pour des aquifères fracturés.

La modélisation de l'écoulement des fluides et du transport des contaminants dans un milieu fracturé s'appuie sur la méthode des éléments finis.

Le tableau 2.7 résume les différents codes de modélisation de l'écoulement et du transfert dans les milieux fracturés.

### 2.7.3 Codes de modélisation hydromécanique

Les codes de calcul utilisés pour la modélisation hydromécanique des milieux fracturés se divisent en deux catégories décrites ci-après :



Tableau 2.7 Codes numériques appliqués pour l'écoulement et le transfert dans les milieux fracturés (Tiré de Colenco, 2005)

Code	Type	Approche/ Processus	Géométrie	Méthode numérique
MAGICS	Générateur 3D d'éléments finis	Déterministe et géostatique	Discontinuités : - matrice - tunnels - puits	Algorithme de Delaunay
MHYTIC	Simulateur 3D d'éléments finis	Écoulement transitoire, transport advection- dispersion	Maillage éléments finis par MAGICS	Résolution itérative
TFSCGM	Simulateur 3D d'éléments finis	Écoulement transitoire avec conditions de surface libre	Maillage éléments finis par MAGICS	Résolution itérative
SOTRACOF	Simulateur 3D d'éléments finis	Écoulement transitoire avec conditions de surface libre, effets de densité	Maillage éléments finis par MAGICS	Résolution itérative
NAPSAC	Générateur 3D d'éléments finis et simulateur numérique	Déterministe et géostatique/ écoulement, transport par advection	Discontinuités : - tunnels - puits	Résolution frontale et itérative
MHERLIN	Simulateur 3D d'éléments finis	Écoulement bi- phasique couplé avec géomécanique	Discontinuités en développement	Bibliothèque Diffpack

### 2.7.3.1 Codes de calculs des milieux continus

Certains codes offrent la possibilité d'introduire un nombre limité de fractures. On parle alors de double porosité. L'utilisation de ces codes pour la modélisation hydromécanique des milieux fracturés est basée sur la notion du milieu continu équivalent. Ils traitent différents problèmes assez complexes du couplage thermo-hydro-mécanique dans les milieux saturés ou partiellement saturés (Nguyen, 2000). Toutefois, les limitations de ces codes de calcul des milieux continus appliqués au massif fracturé se sont vite manifestées. Beaucoup d'études récentes ont montré que l'approche du milieu continu équivalent n'explique pas le comportement hydromécanique, souvent hétérogène, des milieux fracturés.

Le principal problème réside dans la manière dont varie la conductivité hydraulique du milieu suite à une perturbation quelconque. La variation de la conductivité d'une fracture est très différente de celle d'un milieu continu. Une fracture peut s'ouvrir énormément ou se fermer empêchant la circulation d'eau et affectant la connectivité du milieu, ce qui n'est pas le cas d'un milieu continu.

Certains codes de calcul permettent de faire varier la conductivité hydraulique d'un milieu continu équivalent en tenant compte de la fracturation (Kadiri, 2002) :

- un premier code de calcul considère seulement le semi couplage hydraulique-mécanique. C'est un assemblage de deux codes : JAS3D effectue des calculs mécaniques; TOUGH2 effectue des calculs hydrauliques en changeant la conductivité suite aux résultats de calcul mécanique de JAS3D.
- un deuxième code de calcul THAMES effectue des calculs mécanique-hydraulique dans les deux sens en faisant varier la conductivité hydraulique en fonction de la perturbation mécanique.

Le code JAS3D est un programme d'éléments finis développé par le «Sandia National Laboratory». Ce code de calcul a été équipé d'une option, le CJM (Compliant Joint Model) qui consiste à utiliser un milieu continu équivalent pour modéliser le comportement mécanique des discontinuités. Le CJM peut modéliser quatre familles de discontinuités d'orientations quelconques. Les fractures de chaque famille sont supposées uniformément espacées. La roche intacte entre les discontinuités est considérée comme un milieu élastique et isotrope. Le CJM modélise à la fois le comportement normal et tangentiel le long des discontinuités.

Certains codes de calcul des milieux continus présentent des modules qui permettent de prendre en compte les fractures très perméables qui présentent des chemins d'écoulement préférentiel. L'écoulement se fait aussi bien dans les fractures que dans le milieu continu. C'est le cas du code FRACAS (utilisé par Rejeb et Bruel, 2001) qui traite le changement de la conductivité hydraulique dû au changement de la contrainte localement dans les fractures.

#### 2.7.3.2 Codes de calculs des milieux discontinus

Ces codes s'appliquent aux cas de modélisation hydromécanique où la matrice rocheuse est peu perméable et où la majeure partie de l'écoulement est concentrée dans les fractures. Parmi ces codes, citons UDEC (Universal Distinct Element Code, ITASCA). Ce code a été utilisé pour modéliser le comportement de cisaillement des discontinuités rocheuses, l'écoulement à travers les discontinuités et les problèmes de stabilité des pentes. Les calculs réalisés par UDEC sont basés sur la deuxième loi de mouvement de Newton, conservation de masse et des moments et les principes d'énergie.

Il comprend un générateur automatique de fractures et crée des systèmes de discontinuités à partir de caractéristiques déterministes ou statistiques spécifiées. UDEC offre le choix entre plusieurs modèles de comportement pour les discontinuités : élasticité linéaire et élasto-plasticité en cisaillement, évolution des raideurs en fonction

de la contrainte normale, endommagement continu des discontinuités (relation empirique). Pour la simulation de la résistance au cisaillement des discontinuités, il y a le modèle de Mohr – Coulomb qui convient mieux aux discontinuités lisses, et il y a le modèle de Barton – Bandis qui permet d’expliquer mieux le comportement non linéaire des discontinuités rugueuses. Il offre également le choix entre plusieurs modèles de comportement pour la matrice rocheuse : élasticité linéaire isotrope, élasto-plasticité (Mohr-Coulomb).

Un deuxième code de calcul discontinu, HM3D, comporte une chaîne de trois logiciels (RESOBLOK, 3DEC et 3FLO) traitant le comportement hydromécanique des milieux fracturés. Les trois éléments de cette chaîne sont :

- un préprocesseur géométrique RESOBLOK développé par LAEGO,
- un logiciel de calcul mécanique 3DEC développé par la société ITASCA,
- et un logiciel de calcul hydraulique 3FLO (ITASCA) qui génère le réseau d’écoulement et effectue les calculs hydrauliques.

HM3D permet d’effectuer une modélisation mécanique puis une modélisation hydraulique. Dans le calcul hydraulique, l’ouverture des joints peut varier en fonction de l’état de contrainte. Les variations de déplacements normaux aux discontinuités, calculées par la modélisation mécanique, sont prises en compte dans le calcul hydraulique par la variation de l’ouverture des discontinuités.

Jing et al. (2001) ont développé un autre modèle numérique qui permet de résoudre les processus couplés écoulement des fluides et contrainte – déformation dans les roches fracturées en utilisant l’approche DDA (Discontinuous Deformation Analysis).

En utilisant cette approche, l’algorithme d’écoulement utilise une méthode d’écoulement résiduel pour localiser les surfaces libres dans des problèmes d’écoulement non confiné,

qui était couplé aux équations mécaniques de mouvement pour l'analyse hydromécanique. Une expérimentation au laboratoire a été réalisée pour comparer les résultats de calcul du code DDA.

Les inconvénients de tous ces codes énumérés ci haut consistent à ce qu'ils n'offrent pas la possibilité de simuler le transport de contaminants ni l'écoulement non saturé, d'où le choix des codes décrits ci après.

#### 2.7.4 Codes de modélisation du présent projet de recherche

Le premier code utilisé dans le présent projet de recherche est HydroGeosphere (Therrien et al., 2005), qui est un code de modélisation des écoulements et du transport de solutés dans les fractures. HydroGeosphere n'est pas encore commercialisé, il est le successeur aux codes Frac3DVS (Therrien et al., 2001) et HydroSphere (Therrien et al., 2003) qui ont été appliqué par d'autres chercheurs et ont donné des bons résultats de simulation. HydroGeosphere comprend en plus la possibilité de tenir compte de l'écoulement de surface et l'écoulement non saturé en 3D.

Le deuxième code qui sera utilisé est Phase<sup>2</sup> (Rocscience Inc., 2003). C'est un code qui permet de modéliser les effets de champs de contraintes et de la pression sur les caractéristiques des fractures (ouverture par exemple). Dans ce qui suit, nous allons décrire ces deux codes de modélisation. Plus de détails seront donnés sur le code de simulation de l'écoulement, HydroGeosphere.

##### 2.7.4.1 Présentation du code HydroGeosphere

HydroGeosphere est un modèle numérique 3D avec fracturation discrète. C'est un modèle robuste et efficace qui permet de résoudre les équations d'écoulement couplées à surface libre et souterrain et le transport de contaminants dans les milieux non fracturés ou discrètement fracturés. Il a été développé à l'université de Waterloo et à l'université Laval.

C'est un modèle d'éléments finis basé sur la discrétisation de l'espace du domaine où l'écoulement est étudié. Pour le régime transitoire, la période de modélisation est discrétisée en unités de pas de temps. Un logiciel d'éléments finis résout un système matriciel formé des équations d'écoulement pour tous les nœuds du maillage. Cette résolution se fait par des calculs itératifs, à partir d'une solution initiale (conditions initiales), afin de trouver une solution finale qui respecte les conditions aux frontières. La solution finale comprend la valeur de la charge hydraulique à chacun des nœuds du maillage, les composantes du vecteur vitesse moyen au centre de chaque élément ainsi que les composantes du débit moyen élémentaire. Pour les conditions non saturées, le degré de saturation moyen de chaque élément fait également parti de la solution finale.

#### 2.7.4.2 Caractéristiques du code HydroGeosphere

HydroGeosphere utilise l'approche numérique des éléments finis. Des simulations 3D d'aquifères fracturés variablement saturés ou d'aquifères poreux peuvent être réalisées. Il offre des options de discrétisation allant de domaines rectangulaires simples et axisymétriques aux domaines irréguliers avec une géométrie complexe et multicouche. Des éléments mixtes fournissent un mécanisme efficace pour la simulation de l'écoulement et le transport dans les fractures (éléments 2D rectangulaires ou triangulaires), les puits de pompage ou d'injection, les ruisseaux ou les drains (éléments linéaires à 1D). Dans la méthode des éléments finis, les sommets des éléments sont appelés nœuds et l'ensemble des nœuds et des éléments est appelé maillage.

À chaque élément du maillage est attribué un matériau et des propriétés hydriques associées (fonction de rétention d'eau, fonction de conductivité hydraulique relative, coefficient d'emmagasinement, coefficient de diffusion, porosité et dispersivité).

Une solution numérique est obtenue à partir de l'équation de Richards et en imposant certaines conditions initiales et aux frontières. Les conditions initiales sont généralement les charges hydrauliques imposées à chacun des nœuds du domaine.

Les conditions aux frontières sont de type Dirichlet (charges imposées aux nœuds) ou Neumann (vitesses imposés aux éléments). HydroGeosphere inclut l'option des pas de temps adaptatifs en régime transitoire et aussi des procédures de contrôle des paramètres à la sortie (contrôle sur la charge à la sortie).

En conditions non saturées, les calculs d'écoulement sont plus difficiles à résoudre numériquement à cause de la non linéarité des équations différentielles et ce, surtout lorsqu'il y a de forts contrastes de propriétés entre les matériaux poreux. Dans ce cas, un équilibre doit être obtenu entre la taille des éléments, celle des pas de temps et les critères de convergence afin de faire converger ces problèmes et obtenir des solutions réalistes. Pour les conditions non saturées, HydroGeosphere utilise deux niveaux d'itérations : l'algorithme de Galerkin et celui de Newton-Raphson. L'algorithme de Newton-Raphson demande un peu plus de calculs à chaque itération que d'autres, mais il a l'avantage d'être plus robuste et de converger plus rapidement (Therrien et Sudicky, 1996).

#### i) Écoulement souterrain

Pour modéliser l'écoulement souterrain en milieu non saturé, HydroGeosphere considère les hypothèses suivantes :

- le fluide est essentiellement incompressible,
- le milieu poreux et les fractures (ou macropores), si elles existent, sont non déformables,
- le système est sous conditions isothermes,

- la phase d'air est infiniment mobile.

Dans ce qui suit nous allons présenter les différentes équations utilisées dans HydroGeosphere (Therrien et Sudicky, 1996)

### - *Milieu poreux*

Pour décrire l'écoulement souterrain 3D en transitoire dans un milieu poreux variablement saturé, HydroGeosphere utilise une forme modifiée de l'équation de Richards (1931) donnée par :

$$-\nabla(\omega_m q) + \sum Tex \pm Q = \omega_m \frac{\partial}{\partial t}(\theta_s s_w), \quad (2.73)$$

Le flux  $q$  (L/T) est donné par :

$$q = -K_r \nabla(\Psi + z), \quad (2.74)$$

avec  $K_r = K_r(s_w)$  représente la perméabilité relative du milieu (sans dimension),  $s_w$  le degré de saturation,  $\psi$  est la charge de pression (L),  $T_{ex}$  représente le taux d'échange volumétrique ( $m^3/m^3/s$ ),  $z$  est la charge d'élévation (L) et  $\theta_s$  la teneur en eau saturée qui est supposée égale à la porosité. Les échanges du fluide à l'extérieur du domaine de simulation sont représentés par  $Q$  ( $m^{-1}$ ) qui est un flux volumétrique par unité de volume représentant une source (positif) ou une fuite (négatif) du système du milieu poreux. Le degré de saturation est relié à la teneur en eau volumique par :

$$s_w = \theta/\theta_s. \quad (2.75)$$

La fraction volumique de la porosité totale occupée par le milieu poreux (ou porosité primaire) est donnée par  $\omega_m$  (sans dimension). Cette fraction volumique est égale à 1 sauf si un milieu poreux secondaire est considéré pour une simulation, ce qui est le cas



quand l'option de l'approche double porosité est utilisée pour représenter des fractures ou des macropores existants.

Dans l'équation (2.73), le terme  $T_{ex}$  représente les taux d'échange du fluide entre le domaine souterrain et tous les autres types de domaines supportés par le logiciel.

Ces domaines additionnels sont, souvent, des écoulements de surface, des puits, des drains, des fractures discrètes et des milieux continus double porosité.

La variable primaire de la solution de l'équation non linéaire d'écoulement (2.73) est la charge de pression  $\psi$ , et des relations constitutives doivent être établies pour relier la première inconnue  $\psi$  aux variables secondaires  $s_w$  et  $K_r$ . La perméabilité relative peut être exprimée en fonction de la charge de pression ou du degré de saturation.

Les fonctions les plus couramment utilisées incorporées dans le logiciel sont celles présentées par van Genuchten (1980) et Brooks and Corey (1964).

Pour décrire l'écoulement souterrain dans la zone saturée, un changement du terme d'emménagement de la partie droite de l'équation (2.73) sera relié à un changement de la pression du fluide à travers un terme de compressibilité. La compressibilité du milieu poreux est constante sous des conditions saturées ou proche de la saturation. En conditions de non saturation, les effets de compressibilité sur l'emménagement de l'eau sont considérés négligeables par rapport au changement de saturation.

L'expression suivante est utilisée pour le terme d'emménagement :

$$\frac{\partial}{\partial t}(\theta_s s_w) \approx s_w s_s \frac{\partial \psi}{\partial t} + \theta_s \frac{\partial s_w}{\partial t}, \quad (2.76)$$

avec  $s_s$ , le coefficient d'emménagement spécifique du milieu poreux ( $L^{-1}$ ).

### ***Fractures discrètes***

Chaque fracture est idéalisée comme étant l'espacement entre deux surfaces 2D parallèles, en posant que la charge totale est uniforme le long de la largeur de la fracture.

La conductivité hydraulique saturée d'une fracture,  $k_f$  (L/T), ayant une ouverture uniforme  $e$  est donnée par l'équation suivante :

$$k_f = \frac{\rho g e^2}{12\mu}, \quad (2.77)$$

avec une densité du fluide  $\rho$  qui peut être une fonction de la concentration  $c_f$  (M/L<sup>3</sup>) d'un soluté dans la fracture telle que  $\rho = \rho(c_f)$ .

Des relations constitutives sont nécessaires pour décrire l'écoulement variablement saturé dans les fractures. Il existe peu d'études où ces relations ont été dérivées expérimentalement.

Plusieurs études théoriques, néanmoins, ont été menées pour caractériser la nature de ces relations. Dans le modèle HydroGeosphere, les relations conductivité hydraulique relative-saturation et pression-saturation (pour les fractures) sont déterminées soit par les relations de Van Genuchten ou le modèle de Brooks-Corey directement dans le code, soit de les faire rentrer sous formes de valeurs dans le code, ce qui permet une certaine flexibilité à l'utilisateur.

### ***Milieu double et continu***

Le modèle HydroGeosphere peut simuler l'écoulement variablement saturé dans un milieu continu secondaire basé sur la formulation présentée par Gerke et Van Genuchten (1993). Ce milieu secondaire peut représenter, par exemple, des fractures ou des macropores qui sont présents dans la matrice rocheuse.

Comme pour le milieu poreux, les relations fonctionnelles reliant la pression à la saturation et la perméabilité relative à la saturation sont décrites soit par les fonctions de Van Genuchten ou celles de Brooks-Corey, ou données sous forme tabulaire.

Pour le cas où le milieu continu et double représente des fractures, des expressions peuvent être dérivées pour relier la perméabilité des fractures à l'ouverture et l'espacement entre les fractures (Bear, 1972). Par exemple, pour un ensemble de fractures parallèles d'ouverture constante  $e_h$ , et d'espacement uniforme  $b$  et en supposant un écoulement à une dimension dans une direction parallèle aux fractures, la perméabilité équivalente pour l'ensemble des fractures est donnée par :

$$k_e = (e^2/12)(e/b) = e^3/(12b) \quad (2.78)$$

### ***Puits***

La conductivité hydraulique d'un puits  $k_w$  est obtenue à l'aide de la formule de Hagen-Poiseuille (Sudicky et al., 1995):

$$k_w = r_c^2 \rho g / 8\mu \quad (2.79)$$

avec une densité du fluide qui peut être une fonction de la concentration  $c_w$  du soluté dans le puits, telle que  $\rho = \rho(c_w)$ .

Pour simuler la partie du puits au-dessus du niveau de la nappe, et où il n'y a pas d'écoulement dans le puits, un terme correctif équivalent à la perméabilité relative d'un milieu poreux est utilisé pour réduire la conductivité hydraulique du puits. Des expérimentations numériques ont montré que si une perméabilité relative nulle est utilisée pour des nœuds de puits au-dessus du niveau de la nappe (avec des charges de pression négatives), des difficultés numériques importantes prennent naissance (dans l'itération de Newton) et induisent une divergence de la solution. Afin d'éviter ces problèmes, tout en limitant l'écoulement dans le puits au dessus de la nappe, le terme de

correction est choisi de façon que la conductivité hydraulique équivalente devienne inférieure à celle de la matrice poreuse l'entourant par deux ordres de grandeur. De cette façon, les nœuds du puits situés au-dessus de la nappe auront une contribution négligeable au débit total.

## ii) Transport de solutés

Deux équations seront nécessaires pour décrire le transport de solutés dans un milieu poreux discrètement fracturé. Une pour le milieu poreux et une pour les fractures avec une manière analogue à celle du problème d'écoulement. Il est supposé que le soluté peut être adsorbé aux parois des fractures et sur la phase solide comprenant la matrice poreuse et aussi pourra faire objet d'une décroissance du premier ordre. La continuité de concentration et de flux de masse du soluté à l'interface fracture-matrice permet un couplage entre les équations des fractures et du milieu poreux.

Le transport en 3D dans un milieu poreux variablement saturé est décrit par l'équation suivante (Therrien et Sudicky, 1996) :

$$\Theta_s s_w R \frac{\partial c}{\partial t} + q_i \frac{\partial c}{\partial x_i} (\Theta_s s_w D_{ij} \frac{\partial c}{\partial x_j}) + \Theta_s s_w R \lambda c = 0 \quad i, j = 1, 2, 3 \quad (2.80)$$

où,  $c = c(x_i, t)$  est la concentration du soluté;  $D_{ij}$  est le coefficient de dispersion hydrodynamique; et  $\lambda$  est la constante de décroissance du premier ordre. Le facteur de retard  $R$  est donné par (Therrien et Sudicky, 1996):

$$R = 1 + \frac{\rho_b}{\Theta_s s_w} K_d \quad (2.81)$$

où  $\rho_b$  est la densité globale de la matrice; et  $K_d$  est un coefficient de distribution décrivant une isotherme de Freundlich d'adsorption linéaire.

Dans l'équation (2.78) le débit de fluide est obtenu par l'équation de Darcy :

$$q_i = -k_{ij} k_{rw} \frac{\partial(\psi + z)}{\partial x_j} \quad (2.82)$$

Le coefficient de dispersion hydrodynamique  $D_{ij}$  est donné par :

$$\Theta_s s_w D_{ij} = (\alpha_L - \alpha_T) \frac{q_i q_j}{|q|} + \alpha_L |q| \delta_{ij} + \Theta_s s_w \tau D_0 \delta_{ij} \quad (2.83)$$

où  $\alpha_L$  et  $\alpha_T$  sont respectivement les dispersivités longitudinale et transversale;  $|q|$  est la magnitude du flux de Darcy;  $\tau$  est la tortuosité de la matrice;  $D_0$  est le coefficient de diffusion libre en solution; et  $\delta_{ij}$  est le delta de Kronecker. Le produit  $\tau D_0$  représente le coefficient de diffusion effectif de la matrice.

L'équation de transport en 2D de soluté dans une fracture variablement saturée peut être déduite à partir de l'équation décrivant le transport de soluté dans une fracture complètement saturée. Sa forme est :

$$(2b) \left\{ s_{wf} R_f \frac{\partial c_f}{\partial t} + q_{fi} \frac{\partial c_f}{\partial x_i} + s_{wf} R_f \lambda c_f - \frac{\partial}{\partial x_i} (s_{wf} D_{fij} \frac{\partial c_f}{\partial x_j}) \right\} - \Omega n / \Gamma + \Omega n / \Gamma^+ = 0, \quad (2.84)$$

$i, j = 1, 2.$

où  $c_f = c_f(x_i, t)$  est la concentration dans la fracture; et  $D_{fij}$  est le coefficient de dispersion hydrodynamique de la fracture. Une expression similaire à l'équation (2.84) peut être utilisée pour représenter  $D_{fij}$ , avec des dispersivités et des flux correspondant à ceux de la fracture et la porosité de la fracture est supposée égale à l'unité.

Le facteur de retard  $R_f$  est défini par :

$$R_f = 1 + 2K_d / (2b) \quad (2.85)$$

où  $K_d$  est un coefficient de distribution surface-fracture.

Les termes incluant  $\Omega_n$  dans l'équation (2.84) représentent la perte (ou gain) de la masse du soluté par advection-dispersion le long des interfaces matrice-fracture  $I^-$  et  $I^+$  due aux pertes de fluide et à la dispersion hydrodynamique.

Les conditions aux limites des équations (2.80) et (2.84) décrivant le transport de soluté respectivement dans la matrice poreuse et les fractures, peuvent être du premier, deuxième ou troisième type et sont définies dans le sens conventionnel (Therrien et Sudicky, 1996). Étant donné que dans HydroGeosphere les fractures sont discrétisées en deux dimensions, il est supposé que la distribution de charges et de solutés à travers l'ouverture des fractures est uniforme. Ceci est valable pour des simulations à grande échelle (Kenny et al., 2004).

#### 2.7.4.3 Utilisation du code HydroGeosphere

HydroGeosphere est un code qui s'utilise dans l'environnement DOS avec trois fichiers exécutables : les fichiers `grok.exe`, `HydroGeosphere.exe` (ou `hydro.exe`) et `hsplot10.exe` (ou `hsplot.exe`). Le premier est un préprocesseur qui appelle un fichier texte contenant toutes les informations relatives à une simulation, et les transforme en format binaire pouvant être utilisé par le fichier `HydroGeosphere.exe`. Ce dernier effectue tous les calculs et génère les fichiers de résultats.

Le fichier `hsplot10.exe` sert à générer un fichier de résultats texte lisible par le logiciel `TECPLOT v.10` (AMTEC ENGINEERING INC.) Ce logiciel permet de visualiser le maillage, les vecteurs vitesses, les débits et les résultats sous la forme d'iso contours (charges hydrauliques, vitesses et degré de saturation). Il permet également d'extraire des données à des endroits spécifiques sur le domaine et de les importer dans Excel pour les traiter. Toutes les informations relatives à une simulation sont écrites dans un fichier texte selon une syntaxe donnée dans le manuel de l'utilisateur (Guide d'instructions, Therrien et al., 2005). Ce fichier texte doit porter l'extension `.grok`.

Les propriétés des matériaux et celles des fractures sont écrites dans des fichiers textes portant respectivement les extensions .mprops et .fprops. Le nom de ces fichiers doit être mentionné dans le fichier .grok et c'est ainsi que le fichier exécutable HydroGeosphere.exe fait référence à ces fichiers.

#### 2.7.4.4 Présentation du code Phase<sup>2</sup>

Phase<sup>2</sup> v5.0 (Rocscience Inc., 2003) est un logiciel d'éléments finis élasto-plastique bidimensionnel (2D) qui détermine les contraintes et les déplacements autour des ouvertures souterraines. Il peut être utilisé aussi pour résoudre une large gamme de problèmes en ingénierie minière et civile. Les capacités de simulation numérique incluent la rupture progressive, l'interaction du support, les contraintes de tension élevées, les massifs rocheux de comportement non linéaire, le comportement des discontinuités et les pressions d'eau. Les critères de rupture du massif rocheux qui peuvent être utilisés sont ceux de Mohr-Coulomb, Hoek-Brown et Drucker-Prager. Les discontinuités peuvent être simulées avec comme critère de rupture soit Mohr-Coulomb, soit Barton-Bandis. Dans la version 5.0 de Phase<sup>2</sup>, les effets des pressions d'eau peuvent être simulés par éléments finis en conditions d'écoulement saturé et non saturé et obtenir ainsi les résultats des contraintes effectives. Deux différentes méthodes peuvent être utilisées pour définir les conditions d'eau souterraines, soit des lignes piézométriques, soit des valeurs de pression d'eau à des coordonnées (x, y). Deux modèles peuvent être utilisés pour résoudre cette analyse. Le modèle des plaques minces qui utilise la méthode des plaques minces infinies élastiques sous des forces de traction pour obtenir une solution qui permet l'interpolation des données à n'importe quel point (Franke, 1985). Le modèle de Chugh (1981) utilise une méthode basée sur quatre interpolations entre les quatre nœuds d'un élément; la moyenne de ces valeurs donne la valeur de l'interpolation finale au point désiré (Rocscience, 2003). Concernant ces deux codes utilisés dans ce présent projet, une validation de chacun des codes a été réalisée avant de les appliquer pour des situations plus compliquées.

## **2.8 Les rejets miniers et remblayage**

### **2.8.1 Généralités**

Le contexte géologique du Québec et de plusieurs autres provinces canadiennes est très favorable à l'activité minière. Cette activité se concentre principalement dans l'exploitation, souterraine ou à ciel ouvert, de mines d'or, de cuivre/zinc, de fer et de minéraux industriels. Ces nombreux travaux miniers ont généré, au fil des ans, certains effets négatifs sur l'environnement de diverses régions du Québec; dans certains cas, les mines peuvent même constituer la principale source de contamination pour les sols et pour les eaux de surface ou souterraines (Aubertin et al., 2002). Les rejets produits par une exploitation minière comprennent le mort-terrain résultant du décapage et de l'excavation des sols de surface, les roches stériles issues des opérations minières et les rejets de concentrateur. On y retrouve aussi les eaux pompées de la mine et les eaux qui percolent à travers le concentré et le minerai placés en surface, qui peuvent être contaminées par divers produits, dont des matières en suspension et des solides dissous. Le mort-terrain excavé, composé de sols naturels, est le plus souvent entreposé en surface sous forme de remblai qu'il est nécessaire de protéger contre l'érosion due à l'eau et au vent.

### **2.8.2 Les stériles miniers**

Les stériles, surtout composés de fragments de roche de granulométrie assez grossière, peuvent servir au remblayage des ouvertures souterraines ou stockés en surface sous forme d'empilements appelés haldes. Leur entreposage peut alors causer certains problèmes particuliers, surtout si ces stériles contiennent des éléments réactifs générateurs du drainage minier acide (DMA). Les haldes à stériles sont souvent des ouvrages massifs de grande envergure, pouvant d'élever de plusieurs dizaines de mètres.



Les résultats des essais en laboratoire et in situ effectués sur les haldes à stériles du site minier Laronde, en Abitibi-Témiscaminque (Gamache-Rochette, 2004) ont montré que les matériaux de la halde peuvent avoir une granulométrie très étalée (coefficient d'uniformité  $C_u$  variant de 250 à 442), et qu'ils sont très hétérogènes dans l'empilement 'in situ'. Les valeurs de la conductivité hydraulique saturée ( $k_{sat}$ ), mesurées à petite échelle (sur la fraction sable et silt) dans un moule à paroi rigide (charge constante et variable) et en cellule triaxiale, varient de  $1.92 \times 10^{-7}$  à  $3.74 \times 10^{-5}$  m/s, selon la porosité et la granulométrie de l'échantillon.

Des essais d'infiltration effectués sur le terrain ont démontré que le niveau de compaction (densité des matériaux), la granulométrie, ainsi que la teneur en eau initiale du sol semblent être des facteurs déterminants quant à la valeur du taux d'infiltration de l'eau dans les matériaux de la halde à stériles.

### 2.8.3 Les rejets de concentrateurs

Les rejets qui posent souvent les plus graves problèmes d'entreposage durant l'opération de la mine sont les rejets du concentrateur. Ces rejets se composent généralement de roches broyées finement dont on extrait les substances ayant un intérêt commercial. Ils ont un fort pourcentage de particules fines (passant la taille du tamis 80 microns) et sont habituellement transportés sous forme de pulpe et entreposés dans des aires prévues à cet effet. Ils sont, la plupart de temps, entreposés en surface dans des parcs à résidus miniers sous forme de remblais hydrauliques entourés de digues de retenue (Aubertin et al., 2002). La densité des grains solides  $D_r$  (aussi  $G_s$ ) des stériles et des résidus miniers peut varier de 2.6 à 4.0 pour les exploitations en roches dures. L'indice des vides,  $e$ , usuel des rejets varie typiquement de 0.6 à 1.7 pour la fraction fine, et de 0.6 à 0.9 pour la fraction grossière. La conductivité hydraulique des rejets de concentrateur, qui change avec la valeur de  $e$ , est très variable, pouvant passer de  $10^{-5}$  m/s pour la fraction grossière à moins de  $10^{-8}$  m/s pour la fraction fine (Aubertin et al., 1996).

#### 2.8.4 Les remblais cimentés en pâtes

Le remblayage souterrain est devenu une pratique courante pour de nombreuses mines modernes à travers le monde. Le remblai en pâte, en plus de permettre d'enfouir des tonnages importants de résidus problématiques s'ils étaient stockés en surface, constitue un élément structural favorisant la stabilité des vides (Benzaazoua et al., 2003). L'utilisation du remblai minier dans l'industrie minière est devenue une technique très largement pratiquée dans les mines modernes à travers la planète et, particulièrement, au Québec. Le remblai minier cimenté en pâte (RMCP) est un mélange de résidus miniers fins provenant des concentrateurs issus d'une filtration du résidu final, d'un liant hydraulique composé d'un ou de plusieurs agents liants, dans une proportion allant de 3 à 7% et, enfin d'eau, pour atteindre la consistance désirée. Le remblai en pâte souterrain joue un rôle important dans les mines souterraines.

En effet, il permet d'assurer la stabilité des chantiers et une extraction plus complète du minerai. Il constitue aussi une technologie novatrice de gestion des résidus miniers. En effet, il peut permettre de stocker sous terre jusqu'à 50% des résidus miniers potentiellement polluants pour l'environnement (Benzaazoua et al., 2004). Le remblayage en pâte représente également une méthode efficace de gestion des résidus sulfureux, à fort potentiel de génération d'acide. Il permet d'enfouir d'importants tonnages de rejets de concentrateur et ainsi de réduire le volume de rejets problématiques stockés en surface. Les réactions d'hydratation du liant hydraulique dans le remblai en pâte entraînent la formation de minéraux primaires et secondaires (selon la chimie des intrants de base) qui modifient la structure interne de la matrice du remblai. L'évolution de la microstructure dans le temps implique, par le fait même, un changement des propriétés hydrogéotechniques du remblai. Un aspect essentiel à considérer pour une utilisation efficace des RMCP, est l'évolution des propriétés hydriques, incluant les courbes de rétention d'eau (CRE) (Godbout et al., 2004).

Les propriétés mécaniques du remblai en pâte dépendent des caractéristiques physiques, chimiques et minéralogiques des résidus miniers de base, de l'eau de gâchage et du type de liant utilisé et sa proportion. Par ailleurs, la performance mécanique du remblai en pâte est fortement liée à la présence ou non de sulfates dans le mélange. Le sulfate agit de deux manières, d'une part il peut entraîner une inhibition des réactions à l'origine du phénomène de cimentation et, d'autre part, il pourrait conduire à une altération chimique et/ou une attaque sulfatique conduisant à une chute progressive de la résistance mécanique à long terme du remblai en pâte (Benzaazoua et al., 2003).

Godbout et al. (2004) ont étudié l'évolution des propriétés de rétention d'eau et de conductivité hydraulique à saturation des remblais miniers cimentés en pâte durant le curage. Le remblai en pâte consiste en un mélange de rejets de concentrateur sulfureux, de 4.5% de liant formé de ciment Portland type 10 et de laitier de haut fourneau et d'eau de mélange. Ces auteurs ont montré que les courbes de rétention d'eau (CRE) du RMCP évoluent avec le temps de curage. La pression d'entrée d'air à court terme augmente tandis que la pente de la CRE s'adoucit. De plus, par des simulations numériques, ils ont montré que lorsqu'une fonction hydrique évolutive est utilisée, les teneurs en eau volumiques peuvent demeurer élevées sur l'ensemble du chantier simulé.

Benzaazoua et al. (2004) ont étudié expérimentalement l'influence de différents paramètres et des principaux composants (résidu, ciment, eau, etc.) du remblai et du facteur temps sur sa résistance mécanique. Leurs principaux résultats sont les suivants :

- la granulométrie du résidu minier de départ joue un rôle essentiel sur la résistance mécanique des remblais en pâte, plus particulièrement sur le degré de consolidation des remblais. Le remblai cimenté présente une résistance optimale pour des valeurs de  $D_{10}$ ,  $D_{50}$  et  $D_{90}$  comprises respectivement entre 2 et 3 microns, 12 et 32 microns et 115 et 190 microns. Les remblais fabriqués avec des résidus moyens à grossiers offrent de plus grande résistance.

- une augmentation de la densité des grains (à partir de  $3.2 \text{ g/cm}^3$ ) se traduit généralement par une augmentation de la résistance mécanique du remblai. Ceci est attribuable au fait qu'une densité plus élevée se traduit aussi par une consommation volumique en liant plus élevée.
- après un temps de cure de 120 jours, on peut dans certains cas observer une chute de la résistance mécanique des remblais fabriqués avec des résidus riches en sulfures.
- une augmentation de la proportion du liant conduit à une augmentation de la résistance du remblai. La chimie du liant a un effet significatif sur la résistance du remblai.
- la composition chimique de l'eau de gâchage (particulièrement sa teneur en sulfate) influence la résistance mécanique des remblais. Lorsque les sulfates se forment dans une matrice où l'indice des vides est assez grand par rapport à la quantité de sulfate présente dans le remblai, les sulfates participeraient à la cimentation. Cette dernière se traduit par une augmentation de la cohésion du remblai et, par conséquent, de sa résistance mécanique.

Benzaazoua et al. (2004) ont aussi effectué des modélisations basées sur la technique des surfaces pour prédire la résistance mécanique du remblai, son affaissement, son pourcentage de solide et du coût de la quantité de ciment utilisés ainsi que l'influence de divers paramètres sur sa résistance mécanique. Les résultats des modélisations sont en concordance avec les résultats expérimentaux.

Ouellet et al. (2004) ont aussi étudié l'effet du type de liant et de la chimie de l'eau de mélange sur l'évolution de la microstructure des remblais en pâtes cimentées. Leurs principaux résultats sont les suivants :

- la porosité totale reste autour de 44% pour tous les temps de curage et le diamètre total diminue avec le temps pour tous les mélanges, indiquant une faible diminution de la taille des pores,
- pour toutes les périodes de cure et pour les eaux étudiées, l'eau sulfatée contribue à un raffinement de la porosité et à l'augmentation de la résistance mécanique des remblais en pâtes,
- le type de liant affecte la taille des pores et les valeurs de la résistance mécanique, une évolution de la taille des pores inférieure à 0.1 microns est corrélée avec l'évolution de la résistance mécanique.

## **CHAPITRE 3 : VALIDATION ET UTILISATION PRÉLIMINAIRE DU CODE HYDROGEOSPHERE**

### **3.1 Introduction**

La première étape à réaliser lorsqu'on utilise un code de simulation numérique est de tester ses résultats par des essais préliminaires ou par des essais de validation. Généralement, les résultats d'un code numérique sont comparés à des solutions analytiques des cas simples (souvent à 1D), à des résultats expérimentaux ou encore à des résultats obtenus avec d'autres codes connus et déjà validés. Chapuis et al. (2001) ont proposé une approche afin de vérifier les résultats de simulation du code SEEP/W (Géo-Slope, 1998) mais qui peut être appliquée pour d'autres codes numériques. Les auteurs ont réalisé des vérifications sous différentes conditions d'écoulement et sous différentes dimensions du problème. Il s'agit de comparer les courbes de rétention d'eau et de la conductivité hydraulique imposées au début à celles obtenues à la sortie à la dernière étape de simulation. Ceci permet de vérifier la stabilité numérique du code.

Dans ce chapitre, des résultats préliminaires obtenus avec le code HydroGeosphere sont présentés. En premier lieu, une comparaison a été réalisée entre les résultats obtenus avec ce code avec ceux obtenus avec un autre code bien connu, SEEP/W (Geoslope, Inc.) pour l'écoulement dans une colonne et pour une couverture à effets barrière capillaire. En deuxième lieu, une étude de sensibilité a été effectuée afin d'étudier l'influence de certains paramètres sur les résultats d'écoulement. Enfin, des simulations d'autres chercheurs (Pouget, 1998; Graf et Therrien, 2007) effectuées avec d'autres codes de simulation ont été reprises en utilisant HydroGeosphere afin de valider l'approche de calcul et la précision des résultats.

Pour tous les cas réalisés, la convergence du code HydroGeosphere a été vérifiée en comparant les courbes de rétention d'eau des différents matériaux utilisés à l'entrée et à la sortie du code. Aussi, le bilan de masse a été vérifié.

### **3.2 Résultats préliminaires obtenus avec HydroGeosphere**

Quelques résultats de comparaison entre HydroGeosphere et le code SEEP/W sont présentés ici pour fin de validation du modèle. Des cas de simulation en régime permanent, en régime transitoire et en conditions d'écoulement saturé et non saturé ont été considérés. Un nombre maximum d'itérations de Newton de 25 ou une différence de charges de 0.01m entre deux itérations a été utilisé comme critère de convergence pour toutes les simulations réalisées avec le code HydroGeosphere.

#### **3.2.1 Conditions d'écoulement saturé**

Ici, le milieu poreux est homogène (non fracturé). L'écoulement vertical et l'infiltration d'eau à travers une colonne verticale comprenant quatre couches de sols différents (cas d'un régime permanent et cas d'un régime transitoire en conditions d'écoulement saturé) ont été simulés. Un essai de pompage d'un aquifère à nappe captive (régime permanent et régime transitoire) et un essai d'écoulement à travers une colonne à un seul sol (régime transitoire et conditions d'écoulement saturé) ont été aussi simulés. Les résultats obtenus sont comparés avec ceux du code SEEP/W pour les mêmes conditions imposées.

*- Écoulement et infiltration à travers une colonne avec quatre couches, régime permanent et cas saturé*

Dans cet exemple, une colonne de 100 cm de côté et de 4.5 m de hauteur a été simulée en régime permanent et en conditions d'écoulement saturé. La colonne est composée de 4 couches de sol : une couche de silt à la base de la colonne sur une hauteur de 3 m; une deuxième couche de sable sur une hauteur de 0.5 m; une troisième couche de silt sur une hauteur de 0.5 m; et une dernière couche de sable d'une épaisseur de 0.5 m.

Une vue en trois dimensions de la colonne est présentée sur la figure 3.1. La simulation est réalisée en conditions 2D. Le sable a une conductivité hydraulique à saturation  $k_{\text{sat}}$  de  $1 \times 10^{-4}$  m/s et une porosité  $n$  de 0.341. Le silt a une conductivité hydraulique à saturation  $k_{\text{sat}}$  de  $1 \times 10^{-7}$  m/s et une porosité  $n = 0.412$ . Comme conditions aux limites, des charges hydrauliques de 1.5 m et de 4.5 m ont été fixées respectivement à la base de la colonne et à sa surface. Pour le maillage, nous avons utilisé un seul élément selon  $x$ , un seul élément selon  $y$  et des éléments de 0.1 m de taille initialement selon  $z$  et qui croissent (en hauteur) jusqu'à une taille maximale de 0.2 m. Pour cette simulation, HydroGeosphere a généré 584 nœuds et 145 éléments.

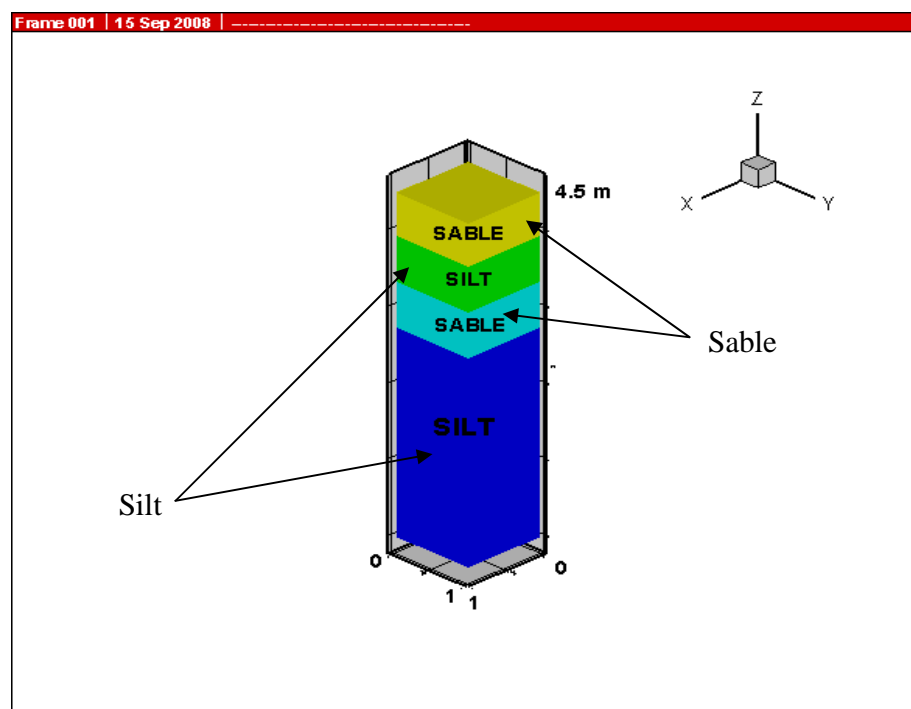


Figure 3.1 Vue isométrique 3D de la colonne verticale comportant 4 couches de sol; simulation en régime permanent saturé.



Comme résultat, la variation de la charge hydraulique en fonction de la hauteur de la colonne a été déterminée et comparée à celle obtenue à l'aide du code SEEP/W pour les mêmes conditions initiales et les mêmes conditions aux frontières. Cette comparaison est montrée sur la figure 3.2. Sur cette figure la solution analytique du problème est aussi représentée. La figure 3.2 montre que les profils de charge hydraulique obtenus avec les deux codes ainsi que la solution analytique coïncident bien. La charge hydraulique augmente linéairement dans la première couche de silt à la base, elle reste environ constante à une valeur de 4 m dans la première couche de sable, puis elle continue à augmenter jusqu'à atteindre la valeur limite fixée en surface (4.5 m). Enfin, elle reste constante à cette valeur dans la deuxième couche du sable. Étant donné que le sable a une conductivité hydraulique à saturation de trois ordres de grandeur plus élevée que celle du silt (donc beaucoup plus perméable), la charge hydraulique reste constante dans les deux couches de sable. Le débit d'écoulement calculé dans les deux cas est de  $1.44 \text{ m}^3/\text{s}$ .

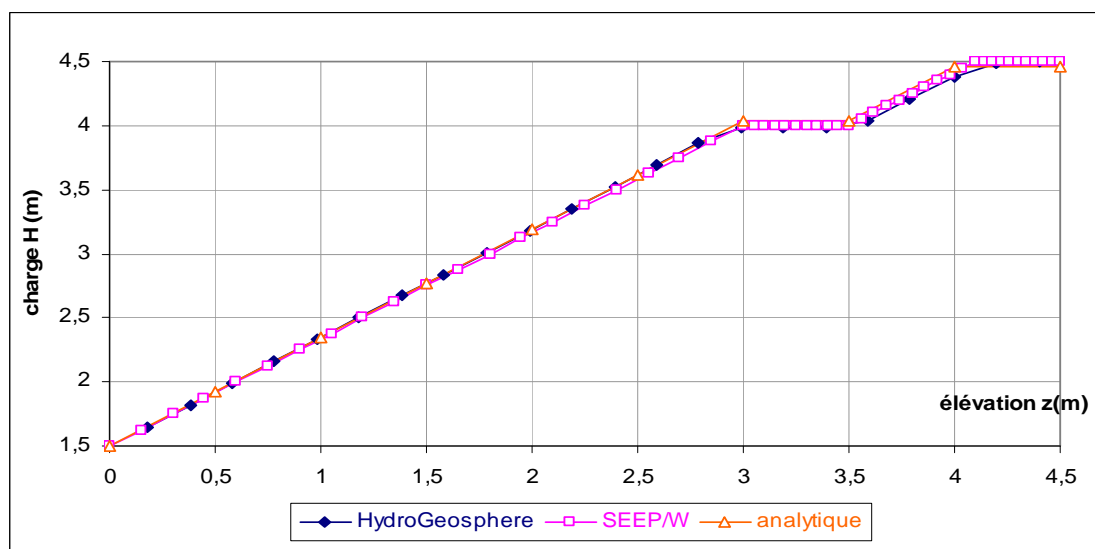


Figure 3.2 Variation de la charge hydraulique en fonction de la hauteur de la colonne (4 couches de sols), cas saturé et régime permanent (voir figure 3.1).

*- Pompage d'un aquifère à nappe captive*

Cet exemple présente une simulation d'un essai de pompage d'une nappe captive en régime permanent (exemple inspiré d'un cas présenté par R.P. Chapuis dans le cours GML6107, École Polytechnique de Montréal). Le matériau poreux est un sable ayant une conductivité hydraulique à saturation  $k_{sat}$  de  $1 \times 10^{-3}$  m/s et une porosité de 0.2 (une porosité typique du sable serait de 0.4). Les dimensions du problème sont 500 m selon x, 1 m selon y et 5 m selon z. La simulation est effectuée en 2D de type axisymétrique.

Comme condition initiale, une charge hydraulique de 30 m a été fixée initialement partout. Les conditions aux frontières consistent en une charge de 10 m à  $x = 0$  m, une charge de 9 m sur la paroi du puits et une charge de 30 m à  $x = 500$  m. Le pompage se fait à partir d'un puits vertical sur toute la hauteur, situé aux coordonnées (0, 0, 5 m); le rayon est de 0.15 m et le débit de pompage est de  $0.078 \text{ m}^3/\text{s}$ . Un raffinement des éléments a été réalisé dans HydroGeosphere dans la zone proche du puits (pour x allant de 0 à 5 m) avec des éléments de taille de 0.01 m en x initialement puis qui augmente jusqu'à un maximum de 0.1 m. La simulation avec HydroGeosphere a généré au total 46716 nœuds et 22850 éléments pour cet exemple.

La figure 3.3 montre une vue en 2D du problème avec les résultats obtenus pour la distribution des isocontours des charges hydrauliques avec le code HydroGeosphere, tracés à l'aide du code Tecplot (Amtec, Inc.). La figure 3.3 montre une augmentation des charges hydrauliques de gauche à droite, ce qui correspond à un écoulement vers le puits. Les isocontours sont plus rapprochés à proximité du puits ce qui implique un gradient hydraulique plus important à cet endroit là, d'où un débit d'écoulement plus important.

En s'éloignant du puits, les isocontours deviennent plus espacés ce qui diminue le gradient hydraulique et ainsi le flux d'écoulement à des distances éloignées du puits de pompage.

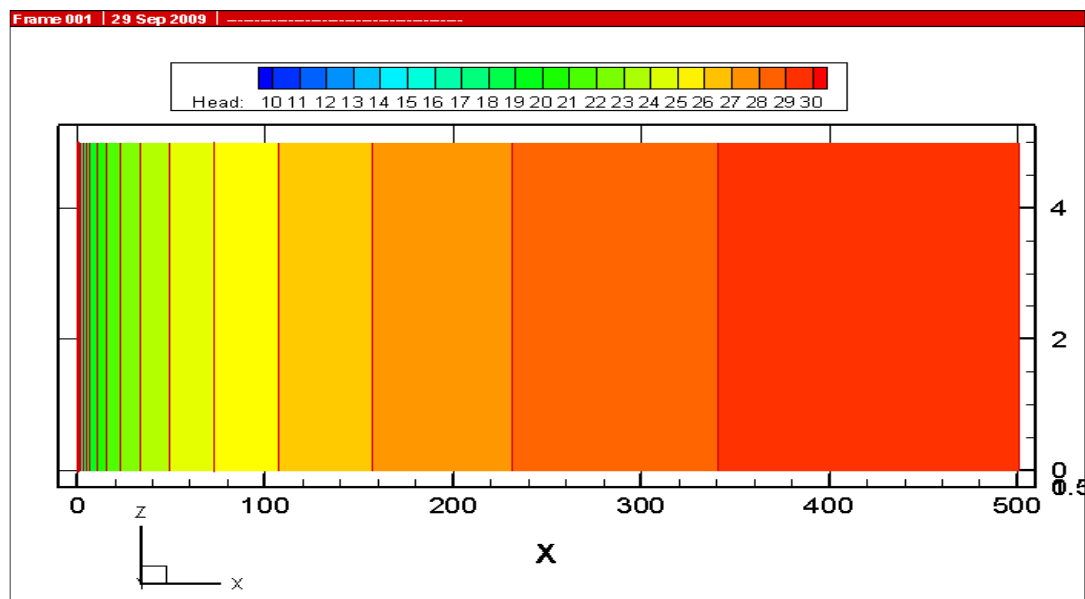


Figure 3.3 Vue en 2D du cas de pompage d'un aquifère à nappe captive;  $Q = 1.64 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$  avec distribution des isocontours des charges hydrauliques.

Les variations de la charge hydraulique en fonction de la distance ont été déterminées avec les deux codes HydroGeosphere et SEEP/W et comparées à la solution analytique de Theim (1906) (cité dans Chapuis, 1999) pour le pompage d'un aquifère à nappe captive en régime permanent. Les résultats comparés sont montrés à la figure 3.4 sur une échelle semi-log. Cette figure montre qu'on obtient une variation linéaire de la charge en fonction de la distance lorsqu'on atteint le régime stationnaire. Il y a une augmentation de la charge hydraulique en fonction de la distance jusqu'à atteindre la valeur de 30 m fixée à la frontière  $x = 500 \text{ m}$ .

Les trois courbes obtenues sont superposées, ce qui montre que les deux codes produisent les mêmes résultats et reproduisent la solution analytique.

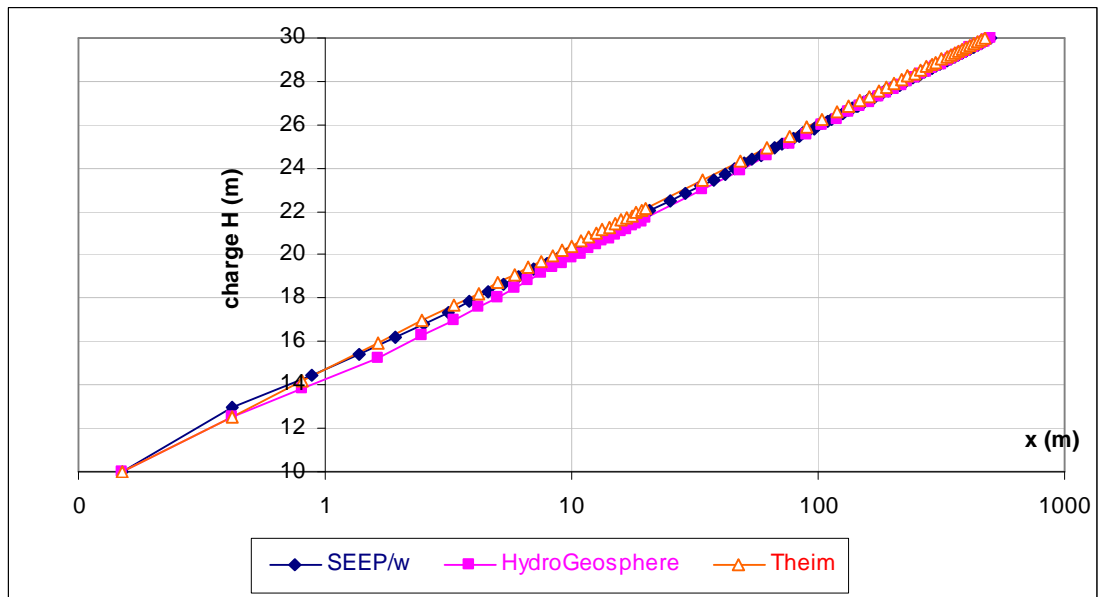


Figure 3.4 Variation de la charge hydraulique en fonction du log de la distance radiale, cas du pompage d'un aquifère à nappe captive, régime permanent,  $Q = 1.64 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$ .

- *Colonne de sable, régime transitoire*

Ce cas représente la simulation du drainage d'une colonne de sable en régime transitoire. Le sable a une conductivité hydraulique à saturation  $k_{\text{sat}}$  de  $2 \times 10^{-5} \text{ m/s}$  et une porosité de 0.3. La colonne a 10 cm de côté et 1 m de hauteur. Vingt éléments ont été considérés selon la hauteur de la colonne (des éléments de 5 cm) et un seul élément selon  $x$  et selon  $y$ . Comme condition initiale d'écoulement, une charge de 1 m a été fixée initialement partout dans le domaine. Comme conditions aux frontières, une charge hydraulique de 0.6 m a été fixée à la base de la colonne alors qu'une charge de 0.9 m a été imposée en surface. Une vue de la colonne en 3D est montrée sur la figure 3.5. Les résultats des

charges hydrauliques obtenues au temps  $t = 100$  s sont aussi montrés sur la figure 3.5. Cette simulation avec HydroGeosphere a généré au total 84 nœuds et 20 éléments.

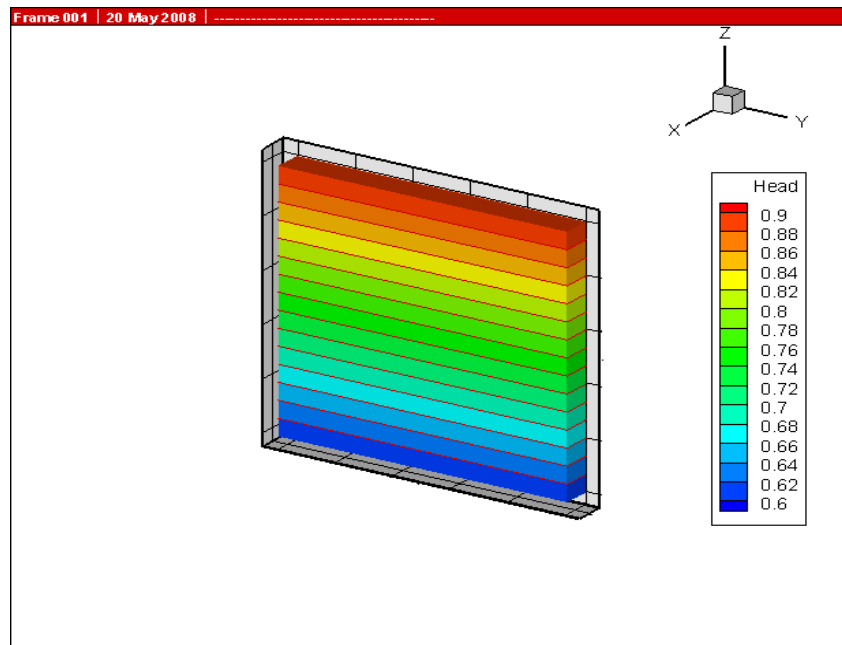


Figure 3.5 Vue 3D de la Colonne de sable, cas d'un régime transitoire.

La figure 3.6 montre la variation de la charge hydraulique en fonction de la hauteur et du temps de simulation obtenue avec le code HydroGeosphere. Cette figure montre qu'à partir d'un temps de  $10^{-2}$  s la variation de la charge devient linéaire.

Au temps  $t = 100$  s, la charge hydraulique ne varie plus en fonction du temps et l'état stationnaire est alors atteint.

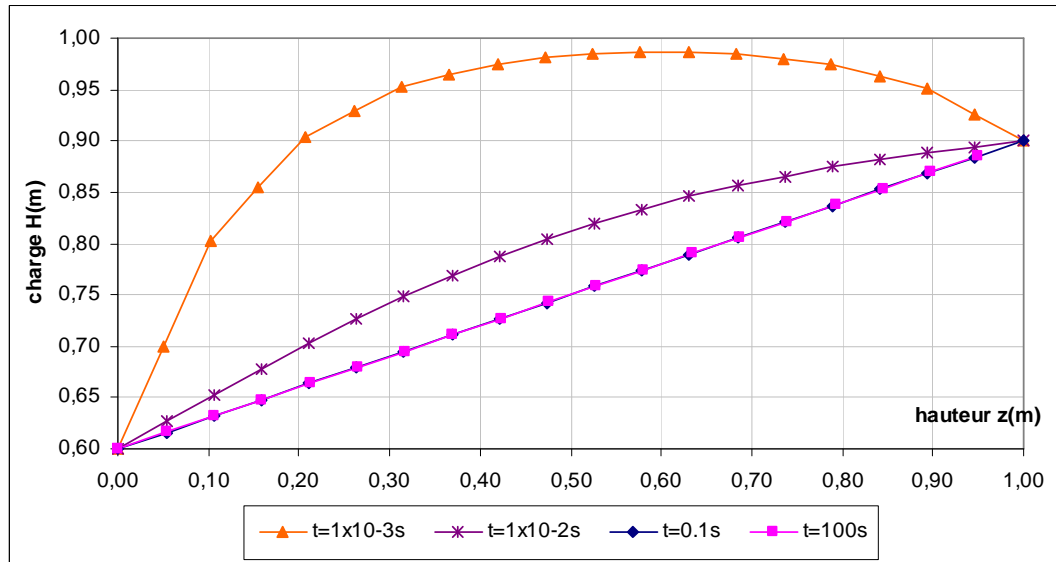


Figure 3.6 Variation de la charge hydraulique en fonction de la hauteur et du temps, cas d'une colonne de sable, régime transitoire.

Une comparaison des résultats de la charge hydraulique en fonction de la hauteur de la colonne au point  $x = 0.1$  m à l'état stationnaire entre les deux codes HydroGeosphere et SEEP/W a été réalisée. Les résultats sont montrés sur la figure 3.7. Cette figure montre que les deux codes reproduisent les mêmes résultats. Le débit d'écoulement à la sortie de la colonne est de  $4.71 \times 10^{-8} \text{ m}^3/\text{s}$ . Ces résultats ont pu être comparés à la solution analytique qui correspond à la loi de Darcy.

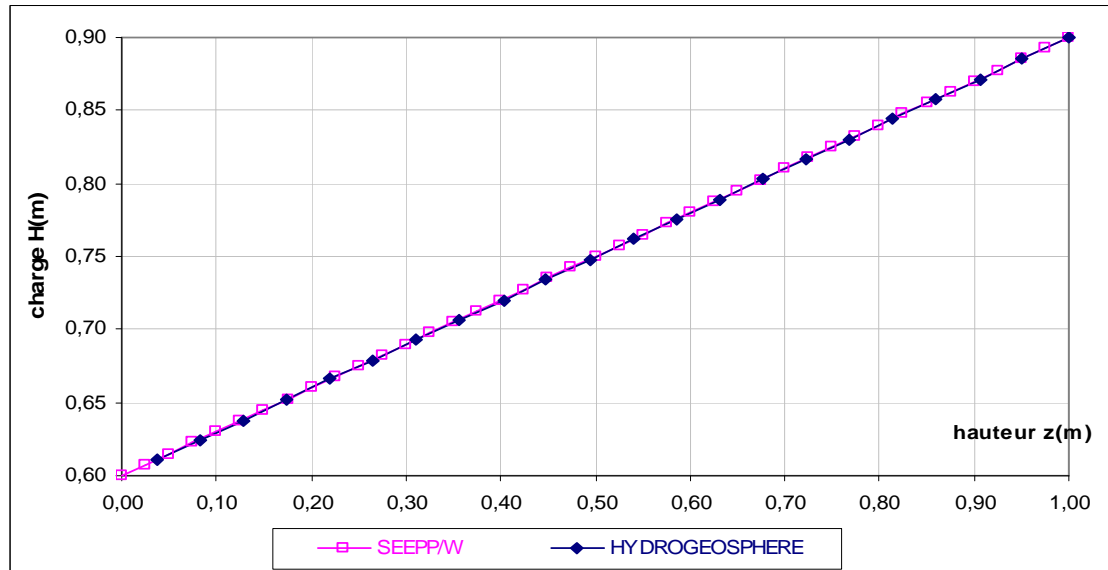


Figure 3.7 Comparaison de la variation de la charge hydraulique en fonction de la hauteur pour le cas d'un drainage d'une colonne de sable à  $t = 100$  s.

### 3.2.2 Conditions d'écoulement non saturé

Dans ce qui suit, les résultats de simulations en conditions d'écoulement non saturé sont présentés. Lorsqu'on travaille en non saturé avec le code HydroGeosphere, les courbes de rétention d'eau (degré de saturation en fonction de la pression) et de la conductivité hydraulique relative en fonction de la saturation des différents matériaux sont nécessaires. Ces courbes sont entrées dans un fichier sous forme tabulaire.

- *Couverture à effets barrière capillaire (CEBC), régime transitoire.*

Le but de cette application est de confirmer les capacités du code HydroGeosphere à simuler l'écoulement en conditions non saturées et de modéliser l'effet d'une CEBC. Le cas présenté ici consiste en une colonne de 20 cm de côté et 4.5 m de hauteur et elle comporte 4 couches.

Les deux matériaux utilisés sont du sable (ayant une conductivité hydraulique à saturation  $k_{\text{sat}}$  de  $1 \times 10^{-4}$  m/s et une porosité de 0.341), et du silt (ayant une conductivité hydraulique à saturation  $k_{\text{sat}}$  de  $1 \times 10^{-7}$  m/s et une porosité de 0.412).

À partir des courbes de rétention d'eau des matériaux (degré de saturation en fonction de la pression, figure 3.8) et de la conductivité hydraulique en fonction de la pression, les courbes de la conductivité hydraulique relative (paramètre sans dimensions de valeur entre 0 et 1) en fonction du degré de saturation et en fonction de la pression sont déterminées en utilisant la méthode de Van Genuchten (1980) pour des coefficients  $\beta$  et  $n$  respectivement de 3.18 et 0.68. Ces courbes (présentées dans un exemple de vérification dans le manuel d'utilisation du code) sont présentées sur les figures 3.9 et 3.10

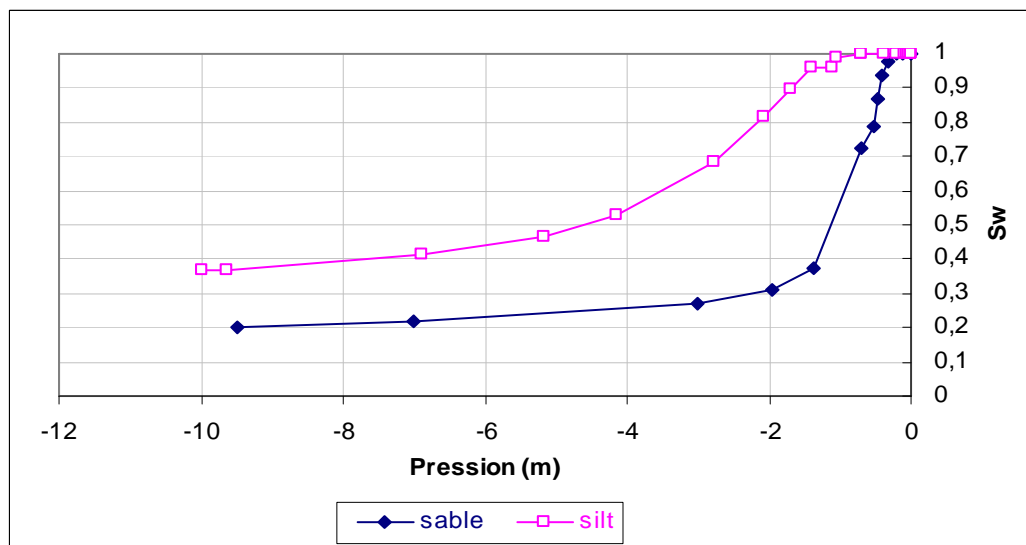


Figure 3.8 Courbes de rétention d'eau pour le sable et le silt (cas de la couverture à effets barrière capillaire).



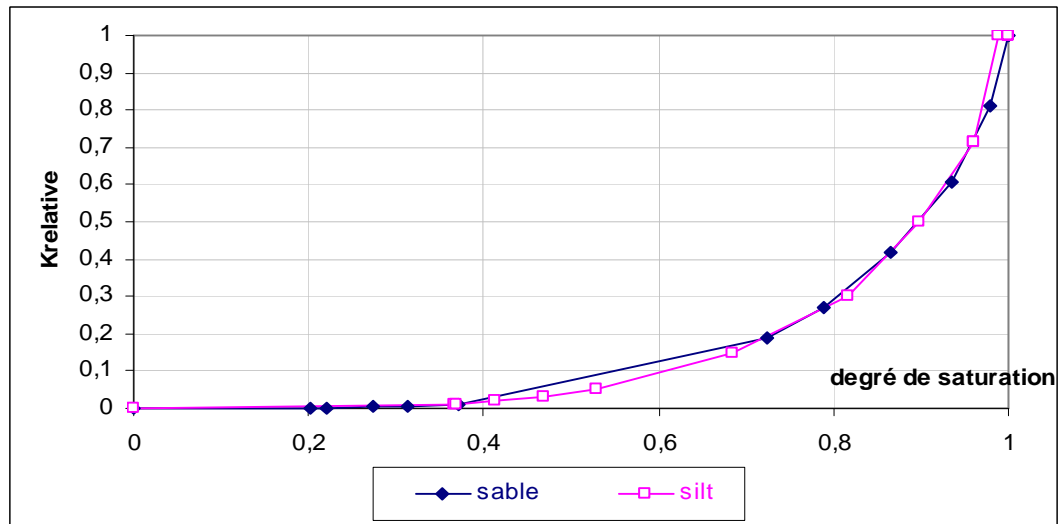


Figure 3.9 Courbes de la conductivité hydraulique relative en fonction du degré de saturation pour le sable et le silt (cas de la couverture à effets de barrière capillaire).

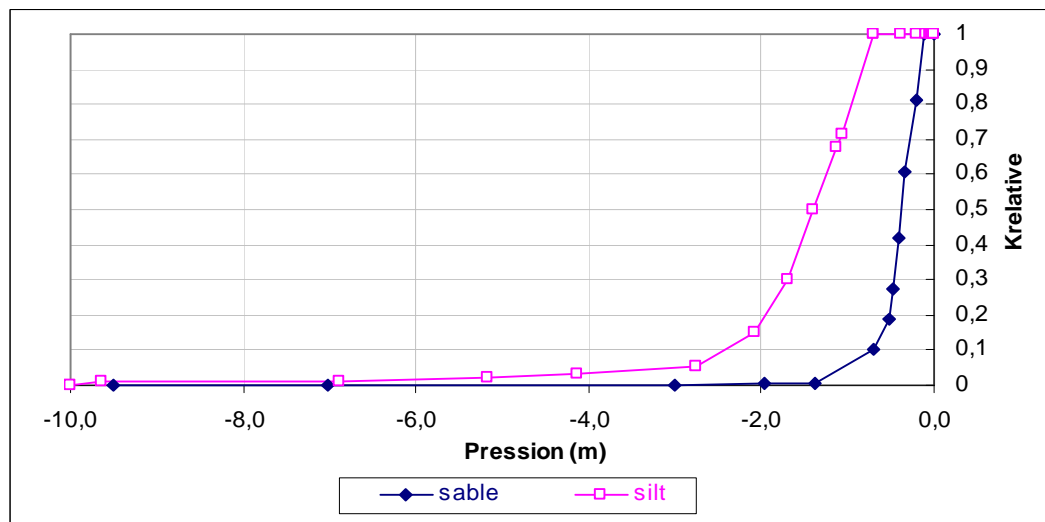


Figure 3.10 Courbes de la conductivité hydraulique relative en fonction de la pression pour le sable et le silt (cas de la couverture à effets de barrière capillaire).

Une charge hydraulique de 4.5 m a été imposée initialement partout sur le domaine. Comme conditions aux frontières, un drainage de la colonne a été réalisé en abaissant la charge de 4.5 m à 1.5 m au bout d'un temps de 86400 s (drainage de 1 jour). Des éléments de 3 cm de taille ont été utilisés pour une hauteur de 0 à 3 m puis des éléments de 2 cm pour une hauteur de 3 à 4.5 m. Cette simulation a généré au total 704 nœuds et 175 éléments. La figure 3.11 montre l'évolution des profils de la charge hydraulique en fonction de la hauteur de la colonne et du temps. Cette figure montre une diminution de la charge en fonction du temps au fur et à mesure que le drainage de la base progresse. Généralement, la charge hydraulique augmente dans la couche du silt et reste constante dans la couche du sable.

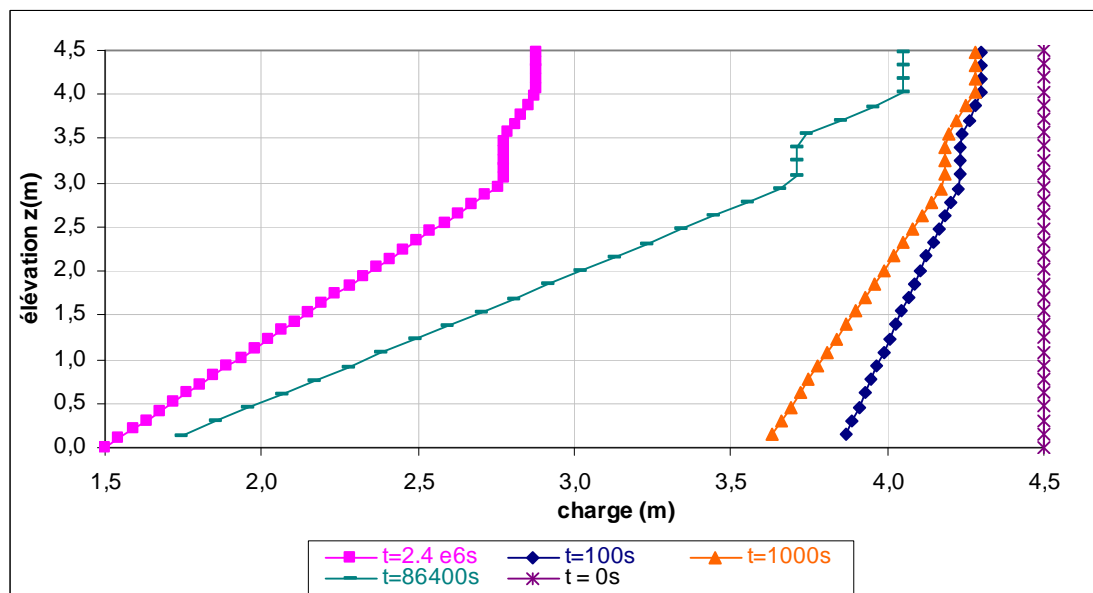


Figure 3.11 Variation de la charge hydraulique en fonction de l'élévation et du temps (cas d'une colonne avec 4 couches de sol, régime transitoire et écoulement non saturé).

Au temps  $t = 2.4 \times 10^6$  s, les profils de variation la charge hydraulique ainsi que celle du degré de saturation en fonction de la hauteur de la colonne, obtenus avec les deux codes ont été comparés. Les résultats sont montrés sur les figures 3.12 et 3.13.

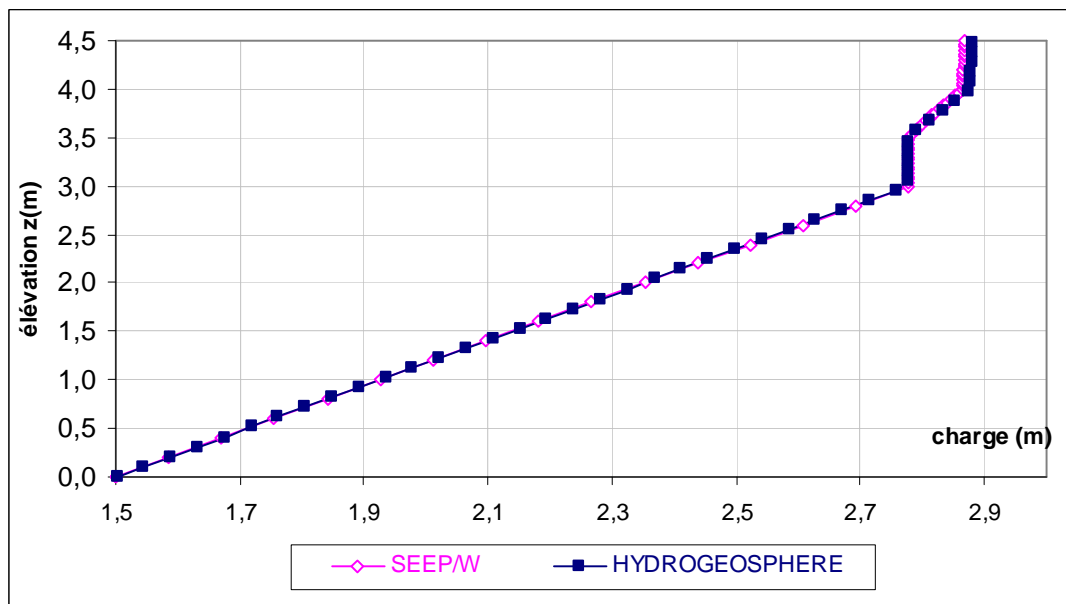


Figure 3.12 Comparaison de la variation de la charge hydraulique en fonction de l'élévation au temps  $t = 2.4 \times 10^6$  s (cas d'une colonne avec 4 couches de sol, régime transitoire et écoulement non saturé).

La figure 3.12 montre une augmentation de la charge hydraulique dans les couches de silt alors qu'elle reste constante dans les couches du sable. Parallèlement, et comme le montre la figure 3.13, le silt reste saturé alors que le sable se désature surtout dans la couche de surface. Ces deux figures montrent que les deux codes reproduisent les mêmes résultats et conformes aux tendances obtenues dans Aubertin et al. (1996).

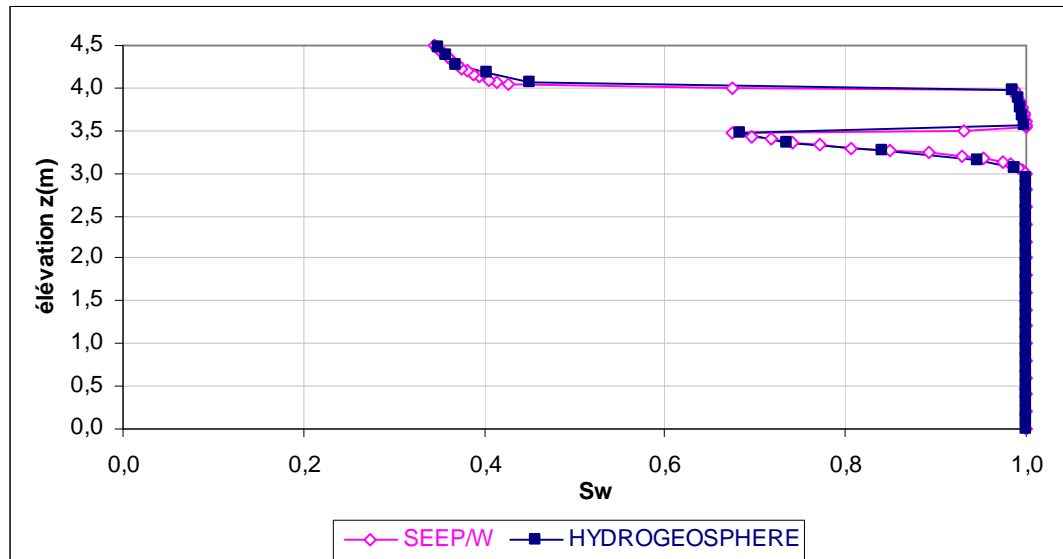


Figure 3.13 Comparaison de la variation du degré de saturation en fonction de l'élévation au temps  $t = 2.4 \times 10^6$  s (cas d'une colonne avec 4 couches de sol, régime transitoire et écoulement non saturé).

D'autres applications de validation ont été effectuées avec HydroGeosphere pour un écoulement à travers des colonnes à une seule couche de sol et à deux couches de sol. Des résultats sont montrés sur les figures présentées en annexe I. Ces figures montrent aussi que les résultats obtenus avec les deux codes coïncident bien.

### 3.3 Étude de sensibilité

Une étude de sensibilité (paramétrique) a été effectuée à l'aide du code HydroGeosphere, des exemples d'application sont présentés ci-après. Le premier cas consiste en une vérification de la loi cubique d'écoulement (ou loi puissance 2 pour la conductivité hydraulique) pour le cas de l'écoulement 2D dans une fracture horizontale.

Il s'agit de vérifier si le code utilise bien cette loi d'écoulement. Le deuxième cas présente les résultats de l'étude de l'influence du maillage sur la variation du degré de saturation en fonction de la pression. Enfin, le troisième cas présente l'effet de la taille de l'ouverture des fractures sur le débit d'écoulement total.

### 3.3.1 Vérification de la loi cubique

L'écoulement en conditions saturées dans une fracture horizontale d'ouverture  $1 \times 10^{-4}$  m a été simulé afin de confirmer l'application de la loi cubique d'écoulement qui relie le débit  $Q_f$  à la puissance 3 de l'ouverture  $b$  (ou qui relie la conductivité hydraulique à la puissance 2 de l'ouverture). On rappelle que la relation est donnée par l'équation suivante :

$$Q_f = V_f A_{\text{sec}} = - \left[ \frac{\rho g b^3 w \Delta h}{12 \mu L} \right] \quad (3.1)$$

avec les différents paramètres présentés au chapitre 2 (équation 2.38).

Les dimensions du modèle construit avec HydroGeosphere sont 200 m selon  $x$ , 0.1 m selon  $z$  et 1 m selon  $y$ , comme le montre la figure 3.14. Le matériau poreux a une conductivité hydraulique à saturation  $k_{\text{sat}}$  de  $1.25 \times 10^{-5}$  m/s et une porosité de 0.25. Comme condition initiale, une charge hydraulique de 0.1 m a été imposée initialement partout sur le domaine.

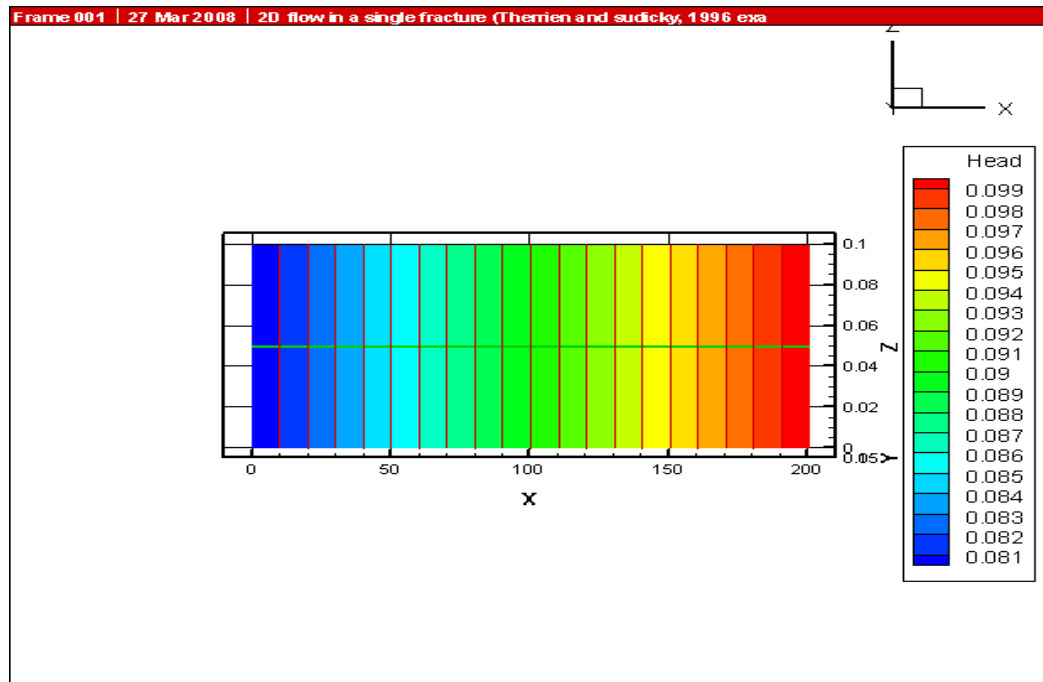


Figure 3.14 Structure du modèle avec une fracture horizontale et distribution des charges hydrauliques, cas de vérification de la loi cubique.

Cette simulation a généré 410 nœuds et 160 éléments pour le milieu poreux et 410 nœuds et 40 éléments pour la fracture. La vitesse d'écoulement dans la fracture après un temps de simulation de 86400 s a été calculée en faisant varier le gradient hydraulique par changement des charges hydrauliques imposées aux frontières.

La conductivité hydraulique a été déterminée à partir des vitesses calculées. Les résultats obtenus sont montrés au tableau 3.1.

Tableau 3.1 Valeurs de la conductivité hydraulique de la discontinuité déduite pour différents gradients, cas d'une fracture horizontale (figure 3.14).

Gradient $i$	Conductivité hydraulique $k$ (m/s)
$1 \times 10^{-4}$	$7.27 \times 10^{-3}$
$1.5 \times 10^{-4}$	$7.29 \times 10^{-3}$
$2.5 \times 10^{-4}$	$7.27 \times 10^{-3}$

Le tableau 3.1 montre que la conductivité hydraulique reste constante et égale à une valeur de  $7.3 \times 10^{-3}$  m/s pour les trois valeurs des gradients hydrauliques.

La grandeur de l'ouverture de la fracture a été ensuite variée et les vitesses d'écoulement ont été calculées pour une valeur du gradient hydraulique fixe, de  $1 \times 10^{-4}$ . La variation des vitesses (et donc de la conductivité hydraulique moyenne) en fonction de l'ouverture a été déterminée. Les résultats sont présentés sur la figure 3.15. Cette figure montre que la variation de la conductivité hydraulique en fonction de l'ouverture est une variation linéaire de pente égale à 2 (sur une échelle logarithmique). Ceci montre que le code HydroGeosphere utilise la loi cubique de l'équation (3.1).

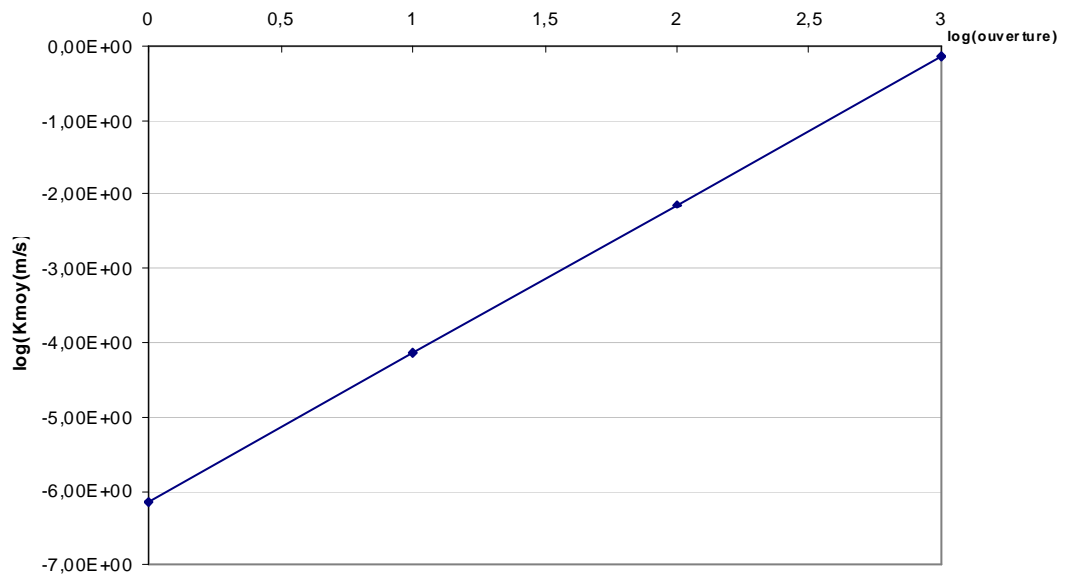


Figure 3.15 Variation de la conductivité hydraulique moyenne en fonction de l'ouverture de la fracture (vérification de la loi cubique).

### 3.3.2 Effet du maillage

Le but de cette application est d'étudier l'effet du maillage sur les résultats. Il s'agit de simuler l'écoulement dans une colonne verticale de 3.2 m selon x, 5 m selon z et 1 m selon y. Une fracture verticale a été ajoutée aux coordonnées  $x = 1.6$  m et z variant de 2 à 5 m. La fracture a une ouverture constante de 75 microns. Les relations degré de saturation en fonction de la pression et conductivité hydraulique relative en fonction du degré de saturation utilisées pour la fracture sont les mêmes que celles utilisées par Therrien et Sudicky (1996).



Trois maillages ont été utilisés. Le maillage 1 comprend 32 éléments selon x, 50 éléments selon z et 1 élément selon y (au total 1600 éléments). Le maillage 2 comprend 64 éléments selon x, 100 éléments selon z et 1 élément selon y (au total 6400 éléments). Enfin le maillage 3 comprend 128 éléments selon x, 200 éléments selon z et 1 élément selon y (au total 25600 éléments). Comme condition initiale, une charge hydraulique de 3 m a été imposée initialement partout sur le domaine.

Comme conditions aux limites, une charge hydraulique de 3 m a été imposée à  $z = 5$  m et un flux de  $1.15 \times 10^{-8}$  m/s a été fixé à la base de la colonne. Les variations du degré de saturation dans la fracture en fonction de la pression obtenues à la sortie du code ont été déterminées pour les trois types de maillage pour un régime d'écoulement permanent. Les résultats sont montrés sur la figure 3.16.

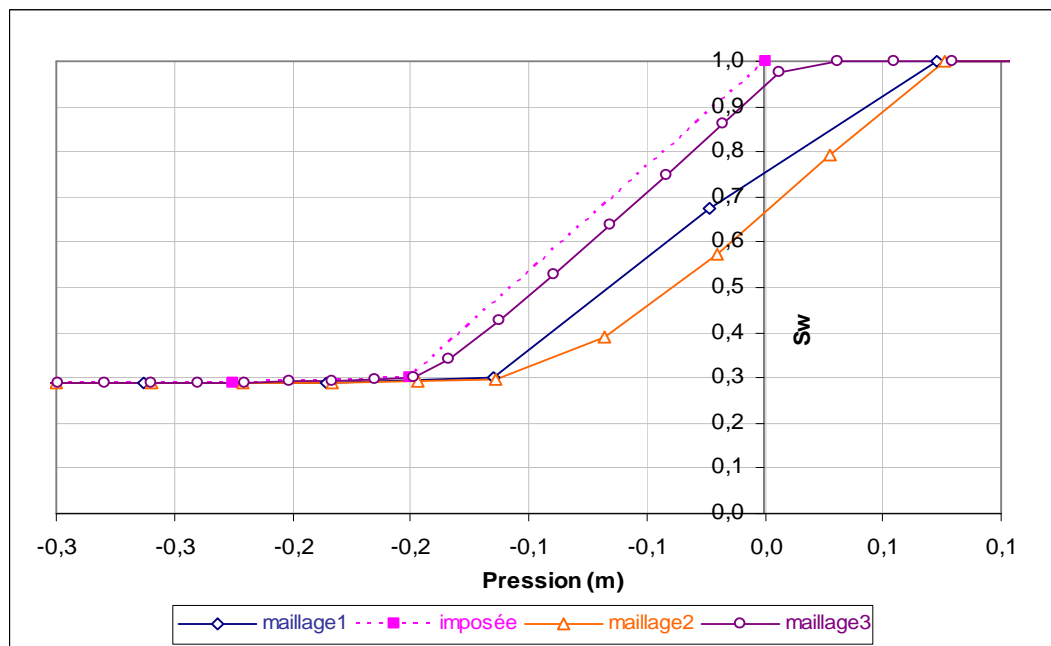


Figure 3.16 Variation du degré de saturation dans la fracture en fonction de la pression pour trois types de maillage, cas d'un régime permanent.

La figure 3.16 montre que la fracture est saturée si la pression est positive puis se désature et tend vers une saturation résiduelle de 0.3. Pour des maillages grossiers, la fracture commence à se désaturer même pour une pression positive (pression  $> 0$ ). D'après la figure 3.16, plus le maillage est fin, plus les valeurs du degré de saturation obtenues à la sortie du code s'approchent des celles imposées (c'est-à-dire on obtient les mêmes courbes de rétention d'eau). Ainsi, il est important de vérifier pour chaque simulation les courbes de rétention d'eau imposées et celles obtenues avec le code.

### 3.3.3 Effet de la taille des ouvertures

Le but de cet exemple est d'étudier l'effet de la taille des ouvertures des fractures sur le débit d'écoulement. Un réseau constitué de 30 fractures qui sont générées aléatoirement par HydroGeosphere a été considéré. Lorsque l'ouverture de la fracture n'est pas constante et uniforme, il est possible d'utiliser une loi statistique avec une distribution des ouvertures. Pour cet exemple, trois types de distribution ont été considérées. Dans un premier cas, une distribution log- normale des ouvertures avec un pic à 30 microns a été considérée. Dans un deuxième cas, une distribution exponentielle des ouvertures a été considérée avec deux valeurs pour le coefficient de distribution de la loi exponentielle  $\lambda$ , 900 et 9000. Ces deux types de distributions sont définis dans le guide d'utilisation du code HydroGeosphere (Therrien et Sudicky, 2005). Pour fin de simplification, des fractures ayant les mêmes longueurs et la même orientation (parallèles à x dans le sens de l'écoulement) ont été considérées comme le montre la figure 3.17. Sur cette figure on ne voit que 15 fractures parce que les 15 autres sont superposées aux premières fractures.

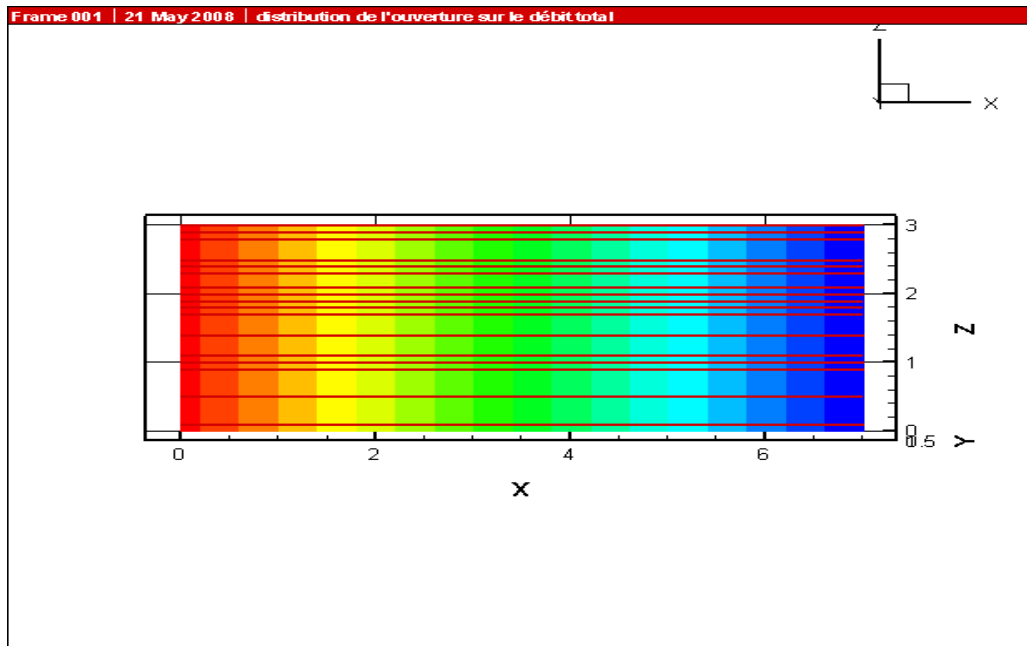


Figure 3.17 Structure du modèle avec un réseau de fractures distribuées aléatoirement (cas d'un régime permanent et écoulement saturé).

Comme condition initiale, une charge hydraulique de 3.5 m a été imposée initialement partout sur le domaine. Comme conditions aux frontières, des charges hydrauliques de 3.5 m et de 0 m ont été fixées respectivement aux abscisses  $x = 0$  m et  $x = 7$  m. Cette simulation a généré 4402 nœuds et 2100 éléments pour le milieu poreux et 4402 nœuds et 1648 éléments pour le réseau des fractures.

Les débits d'écoulement dans la matrice poreuse et dans les fractures ont été calculés pour les trois cas de type de distribution des ouvertures à partir des vitesses.

Le débit dans la matrice a été calculé en multipliant la vitesse d'écoulement par une superficie élémentaire. Le débit dans la fracture a été calculé en multipliant la vitesse dans la fracture par l'ouverture générée à partir de la loi de distribution. Le débit total du système, qui est la somme des débits dans la matrice et dans la fracture, a été aussi déterminé. Les résultats sont résumés dans le tableau 3.2.

Tableau 3.2 Calcul des débits pour différents types de distribution des ouvertures des fractures

Distribution des ouvertures	Débit matrice (m <sup>3</sup> /s)	Débit fractures (m <sup>3</sup> /s)	Débit total (m <sup>3</sup> /s)
Log-normale avec deux pics à 30 microns	$3.05 \times 10^{-9}$	$2.94 \times 10^{-7}$	$2.97 \times 10^{-7}$
Exponentielle, $\lambda = 900$	$3.05 \times 10^{-9}$	$3.38 \times 10^{-4}$	$3.38 \times 10^{-4}$
Exponentielle, $\lambda = 9000$	$3.05 \times 10^{-9}$	$1.94 \times 10^{-4}$	$1.94 \times 10^{-4}$

Le tableau 3.2 montre que pour les différents cas de distribution des ouvertures, le débit dans la matrice poreuse est beaucoup plus faible que celui dans les fractures. Pour une distribution exponentielle des ouvertures avec un coefficient  $\lambda$  de 9000, le débit dans les fractures est de cinq ordres de grandeur plus élevé que celui dans la matrice poreuse. Ceci est dû au fait que plus ce coefficient est grand, plus le nombre de grandes ouvertures générées sera grand par rapport aux petites ouvertures. Le tableau montre aussi que, d'une manière générale, le débit dans les fractures est plus élevé pour une distribution exponentielle des ouvertures que pour une distribution log-normale. Ainsi, lorsque l'ouverture des fractures n'est pas constante, le choix du type de la distribution affecte les résultats du débit d'écoulement.

### 3.4 Reproduction des résultats de travaux antérieurs

Les exemples présentés dans cette section consistent à reprendre certains travaux antérieurs réalisés à l'aide de l'ancienne version du code Frac3DVS pour évaluer si on retrouve les mêmes résultats avec HydroGeosphere.

Les travaux de Pouget (1998) ont portés sur l'étude de l'effet de la densité du réseau de fractures sur le flux d'écoulement à la sortie. Les travaux de Graf et Therrien (2007) ont portés sur l'étude de l'écoulement et du transport de contaminants dans un milieu poreux avec une fracture inclinée. Les résultats de ces deux travaux sont présentés dans ce qui suit.

#### 3.4.1 Travaux de Pouget

Pouget (1998) a simulé à l'aide de l'ancienne version Frac3DVS l'écoulement dans un milieu poreux fracturé bidimensionnel. Il a étudié l'effet de la densité du réseau des fractures sur le flux d'écoulement à la sortie dans la direction positive des abscisses. Il a considéré deux types de réseaux : un réseau peu dense (n1) avec six fractures et un réseau plus dense (n2) avec 16 fractures, comme le montre la figure 3.18.

D'après la figure 3.18, les fractures n'ont pas toutes la même longueur. Certaines fractures s'étalent sur toute la longueur du domaine, d'autres sont discontinues. La figure 3.19 montre une vue en 3D des réseaux de fractures générées par HydroGeosphere et obtenus avec le code Tecplot.

Pouget a simulé l'écoulement en régime permanent et en conditions non saturées. Une charge hydraulique de 0 m a été fixée initialement partout sur le domaine. Des charges hydrauliques de 0 m et 0.5 m ont été fixées respectivement à la base et en haut de la colonne, ce qui donne un gradient hydraulique de 0.1.

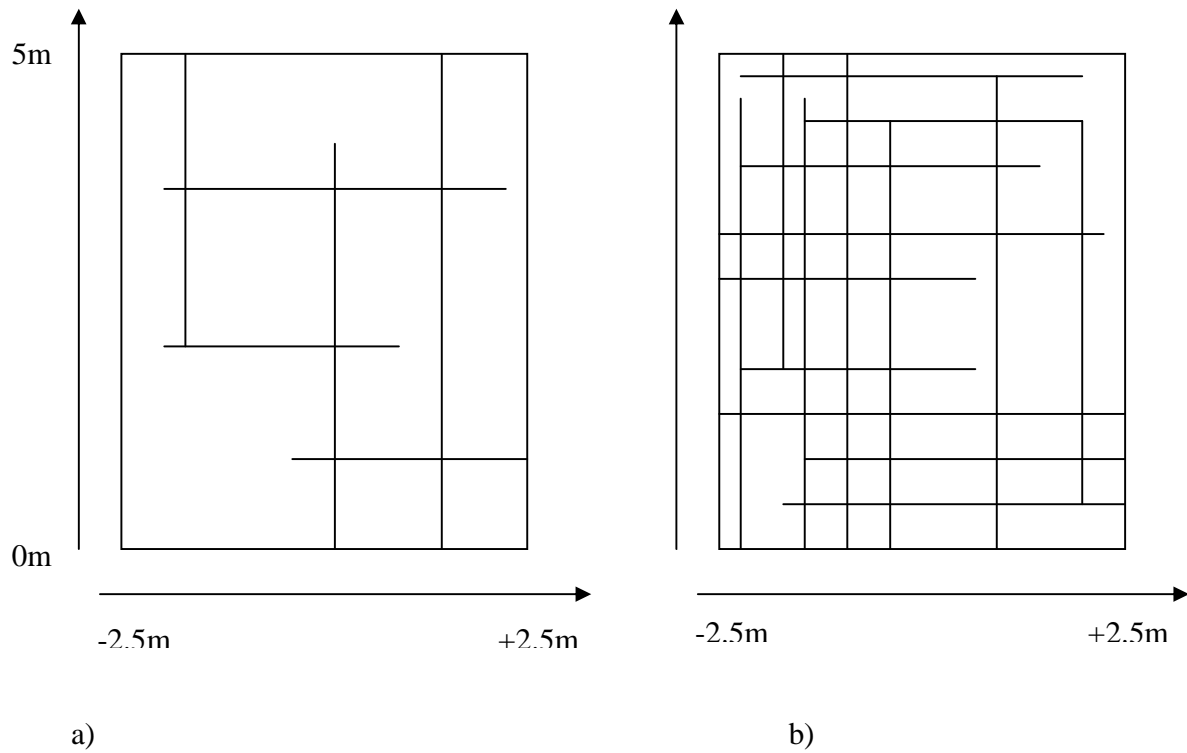
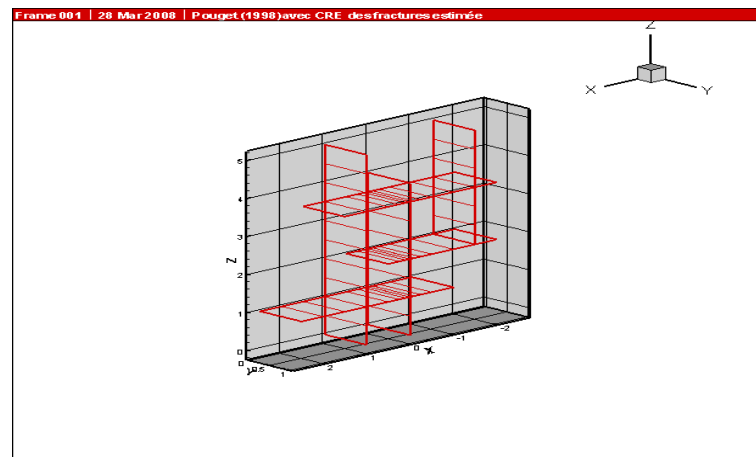
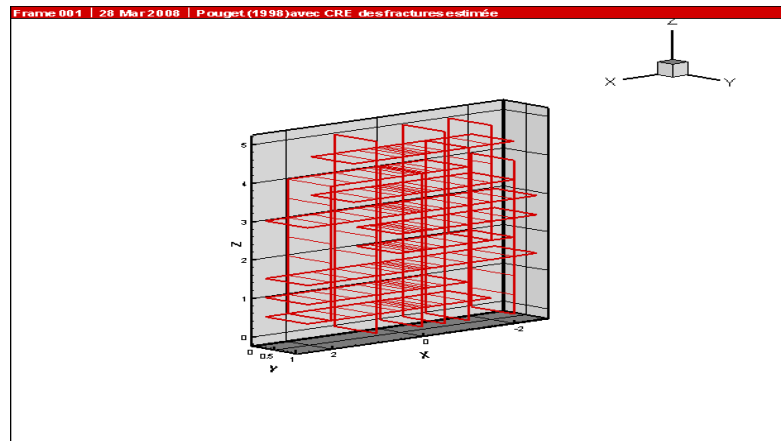


Figure 3.18 Géométrie des deux réseaux de fractures (Pouget, 1998) : a) réseau peu fracturé et b) réseau densément fracturé (pas à l'échelle).

Les fractures ont toutes la même ouverture de  $1 \times 10^{-4}$  m. Le milieu poreux a une conductivité hydraulique à saturation de  $8.64 \times 10^{-4}$  m/s et une porosité de 0.44. Les courbes de rétention d'eau pour le milieu poreux et les fractures ont été déterminées à partir des valeurs données en annexe par Pouget (1998). Cette simulation a généré 330 nœuds et 140 éléments pour le milieu poreux.



a) réseau peu dense



b) réseau dense

Figure 3.19 Structure 3D du réseau de fractures (étude de Pouget).

Les flux pour les nœuds qui sont situés en bas du domaine ont été calculés, et les résultats sont présentés au tableau 3.3. Le tableau présente aussi une comparaison entre nos résultats et ceux de Pouget.

Tableau 3.3 Comparaison des flux pour un gradient de 0.1, cas d'un régime permanent.

Code	Flux réseau 1 (m <sup>3</sup> /s)	Flux réseau 2 (m <sup>3</sup> /s)
HydroGeosphere	- 1.01 x 10 <sup>-7</sup>	- 1.24 x 10 <sup>-7</sup>
Frac3DVS	- 1.0 x 10 <sup>-7</sup>	- 1.269 x 10 <sup>-7</sup>

Le tableau 3.3 montre que les résultats des deux codes sont les mêmes pour les deux types de réseaux de fractures. Les flux obtenus sont de même ordre de grandeur pour les deux types de réseau de fractures. Pouget explique ceci par le fait que les fractures ne se rendent pas toutes jusqu'au bas du domaine. Ainsi, l'impact de la conductivité hydraulique saturée sur le flux sortant à la base sera plus important que celui de l'ouverture même si le réseau est fortement fracturé. Afin de vérifier cette hypothèse, une deuxième simulation a été réalisée avec HydroGeosphere en considérant des fractures qui se rendent toutes jusqu'à la base. Les flux obtenus sont de - 1.04 x 10<sup>-7</sup> pour le réseau 1 et de - 1.33 x 10<sup>-7</sup> pour le réseau 2. Ainsi, pour améliorer les résultats de flux, une augmentation du gradient hydraulique serait plus réaliste étant donné que les conditions d'écoulement sont très désaturées. En effet, en considérant un gradient hydraulique dix fois plus grand (égale à 1), le flux obtenu est de - 4.32 x 10<sup>-3</sup> m<sup>3</sup>/s pour le cas du réseau 2.

#### 3.4.2 Travaux de Graf et Therrien

Graf et Therrien (2007) ont étudié l'effet de la densité du fluide sur l'écoulement et le transport de contaminants dans un milieu poreux contenant une fracture inclinée en utilisant l'ancienne version Frac3DVS (Therrien et Sudicky, 1995).



La structure du modèle avec le maillage obtenu est représentée sur la figure 3.20.

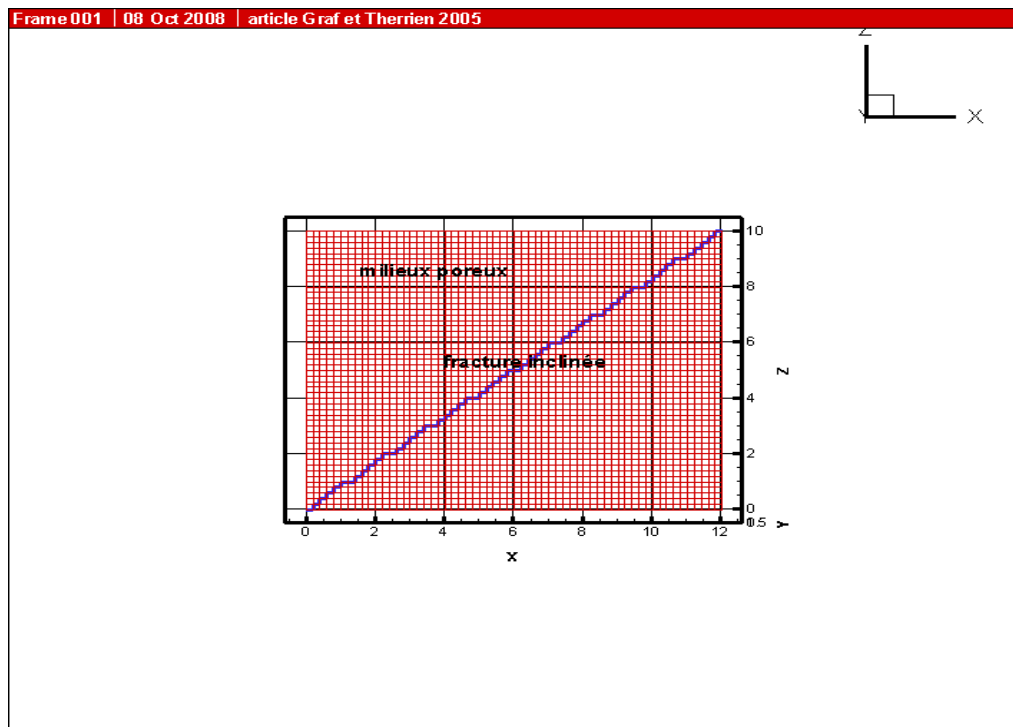


Figure 3.20 Structure du model simulé par Graf et Therrien (2007).

Le milieu poreux a une conductivité hydraulique à saturation de  $8.75 \times 10^{-9}$  m/s et une porosité de 0.35. La fracture a une ouverture de 150 microns. Un coefficient de diffusion effectif de  $4.75 \times 10^{-9}$  m<sup>2</sup>/s a été utilisé pour la migration des contaminants. Le tableau 3.4 résume les autres paramètres utilisés pour cette simulation.

Tableau 3.4 Différents paramètres utilisés pour le modèle de Graf et Therrien (2005)

Paramètre	Valeur
Densité de l'eau maximale	1200 kg/m <sup>3</sup>
Viscosité dynamique du fluide	3.545 x 10 <sup>4</sup> kg/m/an
Compressibilité du fluide	4.42 x 10 <sup>-25</sup> kg <sup>-1</sup> ma <sup>2</sup>
Tortuosité du milieu poreux	0.1
Perméabilité de la matrice	10 <sup>-15</sup> m <sup>2</sup>
Porosité de la matrice	0.35
Dispersivité longitudinale de la matrice	0.1 m
Dispersivité transversale de la matrice	0.005 m
Dispersivité longitudinale de la fracture	0.1 m
Dispersivité transversale de la fracture	0.1 m

Pour simuler l'écoulement, une charge hydraulique de 0.0001 m a été fixée initialement partout sur le domaine. Comme conditions aux limites, une charge hydraulique de 0 m a été fixée en hauteur et à la base de la colonne. Une concentration de 0 kg/m<sup>3</sup> a été imposée initialement partout et une concentration de 1 kg/m<sup>3</sup> a été fixée à la surface pour un temps supérieur à zéro. Cette simulation a généré 6222 nœuds et 3000 éléments pour le milieu poreux et 6222 nœuds et 110 éléments pour la fracture.

Comme résultat, la variation de la concentration de contaminants en fonction du temps au point de coordonnées (6 m, 0 m, 6 m) situé sur la fracture a été déterminée. Les résultats obtenus avec le code HydroGeosphere ont été comparés à ceux obtenus avec l'ancienne version Frac3DVS. Les résultats sont montrés sur la figure 3.21. Cette figure montre une augmentation de la concentration en fonction du temps jusqu'à atteindre une valeur maximale de 0.83 au bout de 20 ans.

La migration de contaminants se fait plus par diffusion moléculaire étant donné que le gradient hydraulique est pratiquement nul. La figure montre aussi que les deux codes produisent le même résultat.

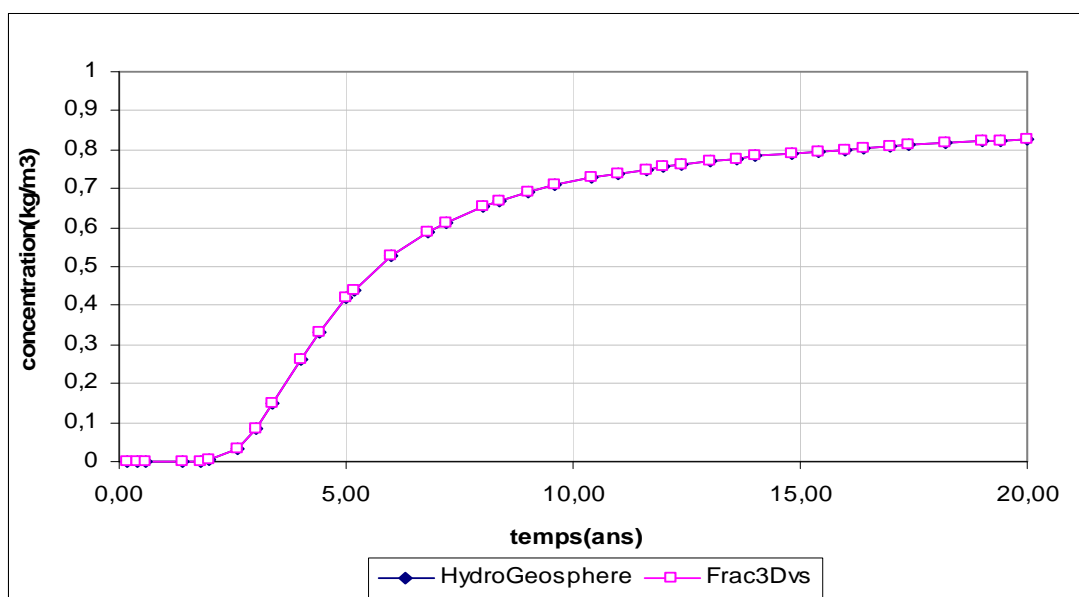


Figure 3.21 Comparaison de la variation de la concentration en fonction du temps au point (6 m, 0 m, 6 m), cas saturé, exemple de Graf et Therrien (2005).

#### 3.4.3 Dernières remarques

Les résultats des différents essais de validation ont montré que le code HydroGeosphere reproduit très bien les résultats obtenus avec le code connu SEEP/W pour des problèmes en milieux non fracturés ainsi que les résultats trouvés par d'autres auteurs en utilisant l'ancienne version du code (Frac3DVS) pour des problèmes incluant une ou plusieurs fractures. Différents types de conditions d'écoulement ont été considérés. En écoulement saturé, le code converge en quelques secondes et ne nécessite pas de machines puissantes pour les calculs.

Aussi, le code ne demande pas beaucoup de données. Par contre, en écoulement non saturé, le code nécessite plus de données surtout concernant les caractéristiques hydriques des différents matériaux utilisés. Le code demande plus de temps de calcul en non saturé pour converger surtout si le nombre d'éléments est grand. Le maillage, les pas de temps ainsi que les critères de convergence sont des éléments qui peuvent affecter les résultats.

Les essais préliminaires et la reproduction de travaux antérieurs ont été nécessaires pour se familiariser avec le code et bien connaître ses exigences quant à la convergence et la résolution de certains problèmes de simulation.

## **CHAPITRE 4 : SIMULATION DE L'ÉCOULEMENT ET DU TRANSPORT DE CONTAMINANTS AUTOUR D'UNE FOSSE AXISYMETRIQUE**

### **4.1 Introduction**

L'objectif principal de ce chapitre est d'étudier les conditions d'écoulement et du transport des contaminants autour d'une fosse axisymétrique. Deux types de matériaux ont été considérés pour le remblayage de la fosse : des stériles miniers et des rejets de concentrateur. Pour chaque type de matériau, différents cas de simulation ont été réalisés en fonction des conditions initiales et des conditions aux frontières imposées. Pour chaque cas de simulation, des fractures ont été ajoutées au massif rocheux et leur effet a été étudié. Une étude paramétrique a aussi été réalisée en modifiant le choix des conditions aux frontières. Ces différents cas nous ont permis de mieux comprendre l'influence de divers paramètres sur le comportement de la fosse ainsi que sur l'écoulement et la migration des contaminants autour de la fosse.

Les courbes de rétention d'eau des matériaux de la fosse ainsi que du roc ont été déterminées à partir des résultats d'essais au laboratoire et de modèles de prédiction proposés par d'autres auteurs (Peters et Klavetter, 1998; Aubertin et al., 2005; Cifuentes, 2006). Pour la courbe de rétention d'eau de la fracture, un exemple d'application présenté dans le manuel d'utilisation du code HydroGeosphere a été utilisé (Therrien et Sudicky, 2005). La détermination de la relation de la conductivité hydraulique en fonction de la pression a été réalisée en utilisant la relation de Van Genuchten (1980).

Cette relation est donnée par :

$$k \text{ (m/s)} = k_{\text{sat}} (S_{\text{weff}}^{0.5}) [1 - (1 - S_{\text{weff}})^{a_1}]^{m_v} \quad (4.1)$$

où  $S_{\text{weff}}$  le degré de saturation effectif, donné par:

$$S_{\text{weff}} = (S_w - S_{\text{wres}})/(1 - S_{\text{wres}}) \quad (4.2)$$

où  $S_{\text{wres}}$  le degré de saturation résiduel déterminé à partir de la courbe de rétention d'eau.

$\alpha$  et  $m_v$  sont les deux paramètres de Van Genuchten exprimés en kPa, avec :

$$\alpha = 1/m_v \quad (4.3)$$

$m_v$  est généralement prise égale à la valeur d'entrée de pression d'air (AEV) pour chaque matériau. Les tableaux 4.1 et 4.2 présentent les différents paramètres des matériaux utilisés ainsi que les paramètres de Van Genuchten.

Tableau 4.1 Paramètres caractéristiques des matériaux de remblayage de la fosse et du massif rocheux.

Matériau de la fosse	Porosité	$k_{\text{sat}}$ (m/s)	$S_{\text{wres}}$	AEV (m)
Stériles miniers	0.34	$1 \times 10^{-5}$	0.07	0.3
Rejets de concentrateur	0.43	$1 \times 10^{-8}$	0.2	3.5
Massif rocheux (ou roc)	0.02	$3.2 \times 10^{-8}$	0.08	35

$k_{\text{sat}}$  : conductivité hydraulique à saturation,  $S_{\text{wres}}$  : degré de saturation résiduelle, AEV : pression d'entrée d'air.

Tableau 4.2 Paramètres du modèle de Van Genuchten (1980) pour les matériaux de la fosse, du roc et de la fracture.

Matériau	$m_v$ (KPa)	$\alpha$ (KPa <sup>-1</sup> )
Stériles miniers	3	$3.3 \times 10^{-1}$
Rejets de concentrateur	35	$2.8 \times 10^{-2}$
Massif rocheux (ou roc)	350	$2.86 \times 10^{-3}$
fracture	5	$2 \times 10^{-1}$

La figure 4.1 montre les courbes de rétention d'eau (relation teneur en eau en fonction de la charge de pression) pour les matériaux de la fosse, le massif rocheux (ou roc) et la fracture.

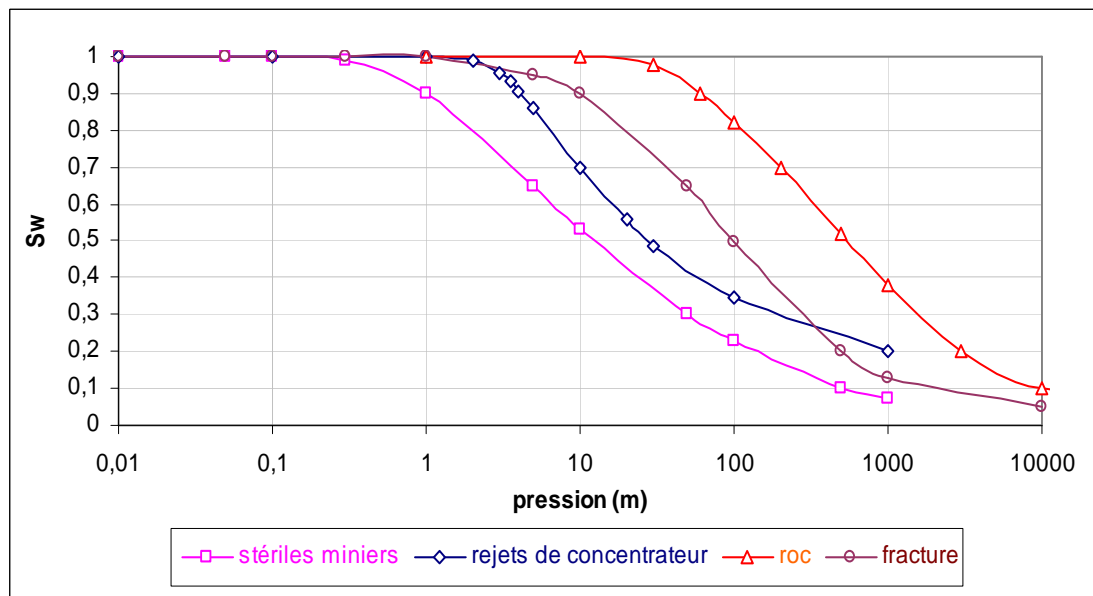


Figure 4.1 Courbes de rétention d'eau des matériaux et du roc (voir tableau 4.1).

La figure 4.1 montre que le roc reste saturé à une pression plus élevée que les stériles et les rejets de concentrateur à cause de la valeur de l'AEV. Les stériles miniers se désaturent très rapidement au-delà d'une pression proche de 0.3 m, alors que les résidus (rejets de concentrateur) commencent à se désaturer à une pression proche de 3.5 m.

Les rejets de concentrateur atteignent un degré de saturation résiduel plus élevée que celui des stériles et du roc. Ces paramètres vont jouer un rôle important quant à l'écoulement de l'eau et l'infiltration à travers la fosse et le roc.

Le tableau 4.3 présente les différents cas simulés pour la fosse axisymétrique avec les différentes variables pour chaque cas. Les séries 1 à 5 concernent le cas d'une fosse remblayée avec des stériles miniers, alors que les séries 6 à 10 simulent une fosse remplie de rejets de concentrateurs. Toutes les simulations ont été effectuées en conditions d'écoulement non saturé et en régime transitoire. Le tableau 4.4 décrit les conditions initiales et aux frontières imposées.

Le tableau 4.5 résume les différents paramètres utilisés dans l'équation (2.81) qui permet de calculer le coefficient de dispersion hydrodynamique du milieu poreux et de la fracture pour le transport de contaminants. Les valeurs de la dispersivité longitudinale pour la fracture et le roc ont été tirées des exemples d'application réalisés par Therrien et al. (Ledoux et al., 2004). Les valeurs de la dispersivité transversale sont prises égales à 10 % des dispersivités longitudinales. La valeur du coefficient de diffusion libre a été tirée des travaux de Zhou et al. (2007) pour un contaminant inorganique et non réactif.



Tableau 4.3 Description des différents cas de simulation pour une fosse axisymétrique (modèle conceptuel de la figure 4.2)

Série	Cas	Matériau de la fosse	Massif rocheux	Précipitation
Série 1	Cas 1	stériles miniers	homogène (non fracturé)	1.5 mm/j sur 10 jours suivis de 10 jours sans pluie sur 20 ans
	Cas 2	stériles miniers	avec fractures verticales	1.5 mm/j sur 10 jours suivis de 10 jours sans pluie sur 20 ans
	Cas 3	stériles miniers	avec fractures orthogonales	1.5 mm/j sur 10 jours suivis de 10 jours sans pluie sur 20 ans
Série 2	Cas 4	stériles miniers	homogène	1.5 mm/j sur 10 jours suivis de 10 jours sans pluie sur 20 ans
	Cas 5	stériles miniers	avec fractures orthogonales	1.5 mm/j sur 10 jours suivis de 10 jours sans pluie sur 20 ans
Série 3	Cas 6	stériles miniers	homogène	1.5 mm/j sur 10 jours suivis de 10 jours sans pluie sur 20 ans
	Cas 7	stériles miniers	avec fractures orthogonales	1.5 mm/j sur 10 jours suivis de 10 jours sans pluie sur 20 ans
Série 4	Cas 8	stériles miniers	homogène	1 jour pluie pour 2 jours sans pluie sur 2 ans
	Cas 9	stériles miniers	avec fractures orthogonales	1 jour pluie pour 2 jours sans pluie sur 2 ans
Série 5	Cas 10	stériles miniers	homogène	fixe pendant 10 jours
	Cas 11	stériles miniers	avec fractures orthogonales	fixe pendant 10 jours

Tableau 4.3 (suite et fin) Description des différents cas de simulation pour une fosse axisymétrique (modèle conceptuel de la figure 4.2)

Série	Cas	Matériau de la fosse	Massif rocheux	Précipitation
Série 6	Cas 12	rejets de concentrateur	homogène	1.5 mm/j sur 10 jours suivis de 10 jours sans pluie sur 20 ans
	Cas 13	rejets de concentrateur	avec fractures verticales	1.5 mm/j sur 10 jours suivis de 10 jours sans pluie sur 20 ans
	Cas 14	rejets de concentrateur	avec fractures orthogonales	1.5 mm/j sur 10 jours suivis de 10 jours sans pluie sur 20 ans
Série 7	Cas 15	rejets de concentrateur	homogène	1.5 mm/j sur 10 jours suivis de 10 jours sans pluie sur 20 ans
	Cas 16	rejets de concentrateur	avec fractures orthogonales	1.5 mm/j sur 10 jours suivis de 10 jours sans pluie sur 20 ans
	Cas 17	rejets de concentrateur	homogène	1.5 mm/j sur 10 jours suivis de 10 jours sans pluie sur 20 ans
Série 8	Cas 18	rejets de concentrateur	avec fractures orthogonales	1.5 mm/j sur 10 jours suivis de 10 jours sans pluie sur 20 ans
	Cas 19	rejets de concentrateur	homogène	1 jour pluie pour 2 jours sans pluie sur 2 ans
Série 9	Cas 20	rejets de concentrateur	avec fractures orthogonales	1 jour pluie pour 2 jours sans pluie sur 2 ans

Tableau 4.4 Type des conditions initiales et aux limites imposées pour une fosse axisymétrique.

Série	Cas	Condition initiale imposée	Type de frontière verticale
Série 1	Cas 1	nappe à $y = 200$ m	imperméable
	Cas 2	nappe à $y = 200$ m	imperméable
	Cas 3	nappe à $y = 200$ m	imperméable
Série 2	Cas 4	nappe à $y = 200$ m	perméable
	Cas 5	nappe à $y = 200$ m	perméable
Série 3	Cas 6	nappe à $y = 100$ m	imperméable
	Cas 7	nappe à $y = 100$ m	imperméable
Série 4	Cas 8	Pression variable entre 0 et - 150 m	imperméable
	Cas 9	pression variable entre 0 et - 150 m	imperméable
Série 5	Cas 10	Pression variable entre 0 et - 50 m	imperméable
	Cas 11	Pression variable entre 0 et - 50 m	imperméable
Série 6	Cas 12	nappe à $y = 230$ m	imperméable
	Cas 13	nappe à $y = 230$ m	imperméable
	Cas 14	nappe à $y = 230$ m	imperméable
Série 7	Cas 15	nappe à $y = 230$ m	perméable
	Cas 16	nappe à $y = 230$ m	perméable
	Cas 17	nappe à $y = 200$ m	imperméable
Série 8	Cas 18	nappe à $y = 200$ m	imperméable
	Cas 19	pression variable entre 0 et - 150 m	imperméable
Série 9	Cas 20	Pression variable entre 0 et - 150 m	imperméable

Tableau 4.5 Différents paramètres de transport (équation 2.81).

Paramètre de transport	valeur
Dispersivité longitudinale de la fracture ( $\alpha_L$ )	0.5 m
Dispersivité transversale de la fracture ( $\alpha_T$ )	0.05 m
Dispersivité longitudinale du roc ( $\alpha_L$ )	0.1 m
Dispersivité transversale du roc ( $\alpha_T$ )	0.01 m
Dispersivité longitudinale du matériau de la fosse ( $\alpha_L$ )	0.1 m
Dispersivité transversale du matériau de la fosse ( $\alpha_T$ )	0.01 m
Coefficient de diffusion libre ( $D^0$ )	$2.35 \times 10^{-10} \text{ m}^2/\text{s}$
Coefficient de tortuosité ( $\tau$ )	0.1

Pour simuler le transport, une concentration initiale de  $1 \text{ kg/m}^3$  a été imposée à l'intérieur de la fosse. Elle reste constante pendant toute la durée de la simulation. Sa valeur initiale est égale à zéro ailleurs dans le domaine. Cette valeur est une concentration relative et elle peut représenter les concentrations maximales ou les normes de rejets des eaux dans les cours d'eau de surface ou les rivières. Les différents résultats de simulation d'une fosse axisymétrique remplie de stériles miniers sont présentés et discutés dans un premier temps. Ceux d'une fosse remplie de rejets de concentrateur sont présentés et analysés dans un deuxième temps. Tous les calculs ont été réalisés avec le code HydroGeosphere (version 2005).

#### 4.2 Cas d'une fosse remplie de stériles miniers

La figure 4.2 montre la structure de la fosse axisymétrique simulée ainsi que le maillage. Les dimensions du modèle sont 400 m en x et 350 m en y.

La fosse a une profondeur de 150 m et une pente de talus de 69 degrés. Le niveau supérieur des stériles est situé à la surface. Le maillage a été réalisé à l'aide du code Gridbuilder V.5.61 (McLaren, 2005). Ce code permet de générer un maillage en 2D en utilisant des éléments triangulaires. Gridbuilder ne nous permet pas de choisir la taille des éléments désirée mais il génère un maillage par défaut qu'on pourra raffiner. Pour toutes les simulations avec un massif homogène, le code HydroGeosphere a généré 4932 nœuds et 4780 éléments. En ajoutant des fractures verticales, le code a généré 301 éléments additionnels pour les fractures. Enfin, pour le cas avec fractures orthogonales, 593 nouveaux éléments ont été générés pour les fractures. Une condition sur le degré de saturation, la charge hydraulique et la concentration a été imposée comme critère de convergence. Ces simulations ont été réalisées en conditions d'écoulement non saturé et un régime transitoire.

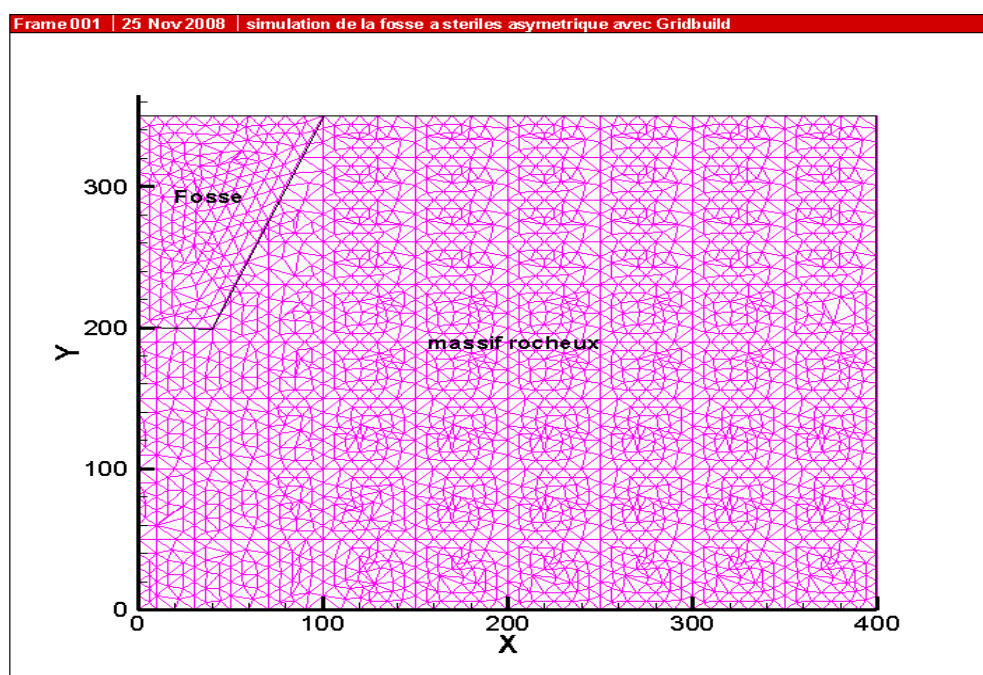


Figure 4.2 Géométrie du modèle de la fosse axisymétrique et maillage (axe de symétrie à  $x = 0$ ).

#### 4.2.1 Série 1 : Flux de précipitation sur 20 ans et nappe initialement à 200 m

Pour cette première série de simulations, un flux de précipitation de 1.5 mm/jour a été imposé en surface pour 10 jours suivis de 10 jours sans pluie en alternance sur une période de 20 ans. Ce flux ne représente pas des données météorologiques réelles mais il nous a permis de converger le code HydroGeosphere en un temps assez court. Un cas avec des données pluviométriques de la station Latulipe (située au nord du Québec) sera présenté et analysé par la suite.

Le niveau de la nappe d'eau a été fixé initialement à l'élévation  $y = 200$  m. Une charge hydraulique de 200 m a donc été fixée à la base du modèle. La frontière verticale située à  $x = 400$  m est laissée imperméable à l'eau. Trois cas ont été considérés : un premier cas avec un massif rocheux homogène, un deuxième cas en ajoutant des fractures verticales et un troisième cas en ajoutant un réseau de fractures orthogonales (ouverture de 0.3 mm qui correspond à un  $K_{\text{sat}}$  de  $7.36 \times 10^{-2}$  m/s).

##### 4.2.1.1 Cas 1 : Massif rocheux homogène (non fracturé)

La figure 4.3 montre les résultats obtenus pour les isocontours des charges hydrauliques aux temps de simulation 10 jours, 300 jours, 1000 jours et 20 ans. Les charges sont données en mètres.

Les résultats de la figure 4.3 montrent que les isocontours de la charge hydraulique sont parallèles à l'axe des  $x$  dans le roc, surtout près de la frontière droite car cette dernière est imperméable. Ceci implique un écoulement de l'eau principalement vertical dans cette zone. Aussi, on voit qu'il y a une augmentation des charges hydrauliques plus rapide dans le roc que dans la fosse remplie de stériles miniers à cause de sa faible porosité. Ceci est dû au fait qu'initialement, le roc était saturé à une hauteur de 200 m alors que la fosse était complètement désaturée.

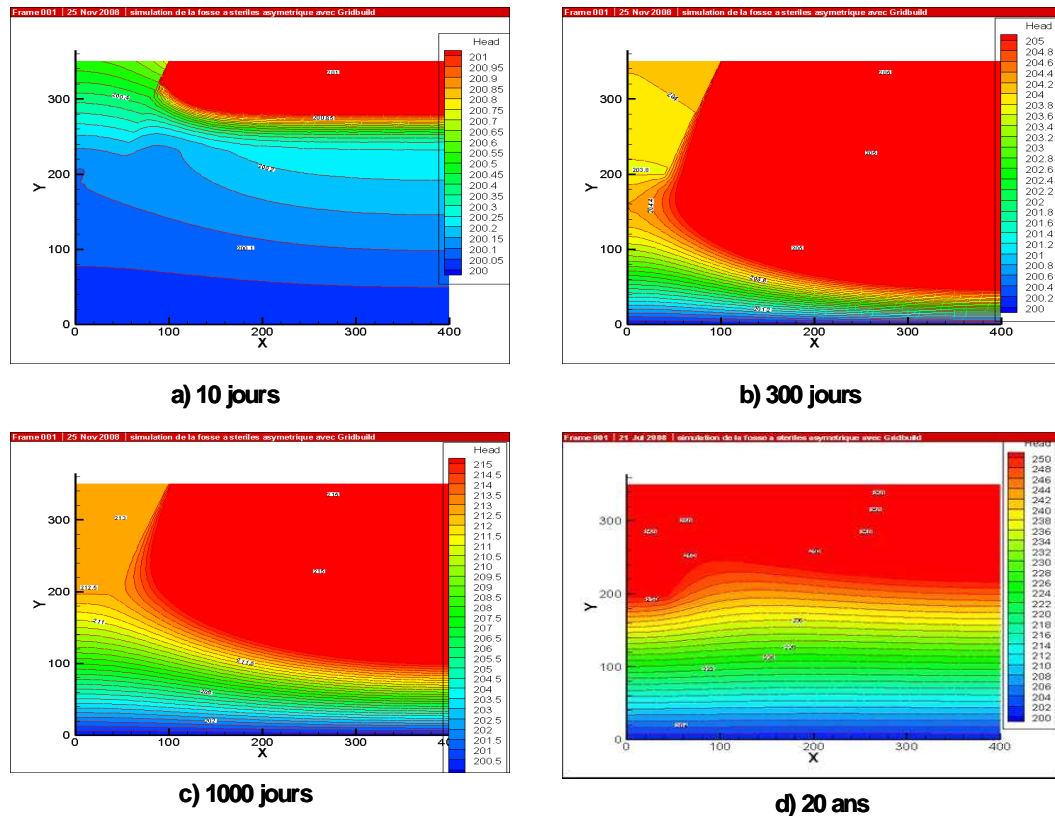


Figure 4.3 Distribution des isocontours de la charge hydraulique en fonction du temps, cas 1.

Les variations de la pression et du degré de saturation en fonction de la hauteur et du temps ont été déterminées par extraction de valeurs sur une ligne verticale située à  $x = 40$  m. Les résultats sont montrés sur les figures 4.4 et 4.5. La figure 4.4 montre une augmentation de la pression en fonction du temps suite à l'infiltration de l'eau de pluie. Cette augmentation est faible au début mais devient plus importante à des temps de simulation de 10 ans et 20 ans. Étant donné que la position initiale de la nappe est à une élévation de 200 m, tous les éléments du roc se trouvent à une pression d'eau positive qui varie entre 0 et 200 m.

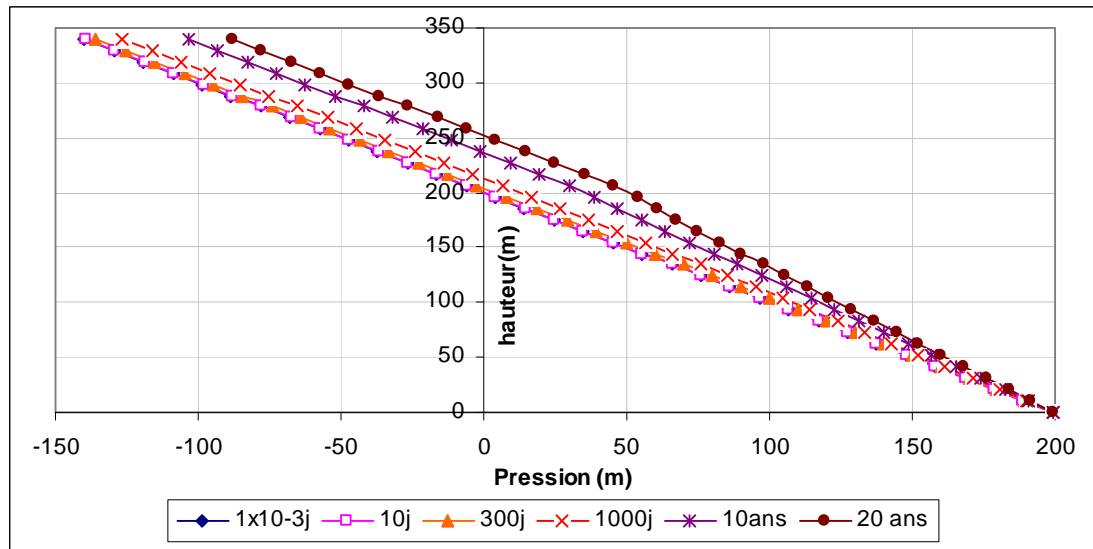


Figure 4.4 Variation de la pression le long de l'axe vertical situé à  $x = 40$  m, cas 1.

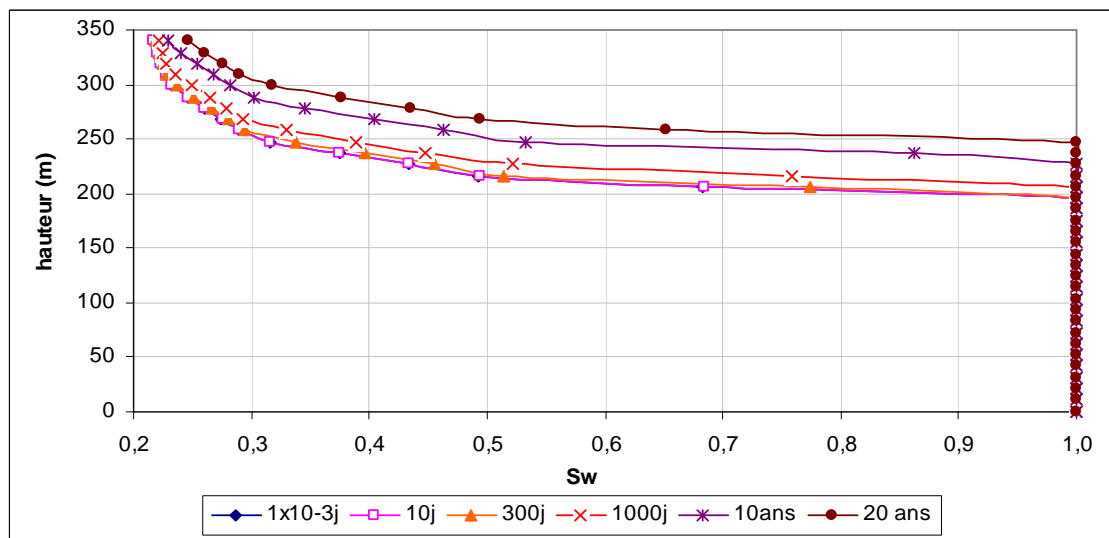


Figure 4.5 Variation du degré de saturation en fonction de la hauteur et du temps à  $x = 40$  m, cas 1.



La figure 4.5 montre que le roc est saturé sur toute la hauteur en dessous de la base de la fosse, alors que les stériles miniers sont à une saturation partielle. Le degré de saturation dans les stériles augmente en fonction du temps suite à l'accumulation de l'eau. Les éléments qui sont à la base de la fosse sont à une saturation plus élevée que ceux qui sont proches de la surface avec une saturation proche de leur valeur résiduelle. Sur cette figure on peut noter que la variation du degré de saturation (et donc de la teneur en eau) dans la fosse entre les temps  $1 \times 10^{-3}$  jour et 7300 jours (20 ans) est un peu prononcée. Au bout de 20 ans, 47 m de stériles se sont saturés. Ceci peut s'expliquer par un écoulement du roc vers la fosse ce qui augmente les teneurs en eau. Le calcul de la hauteur d'eau (non montré ici) à partir des deux profils des teneurs en eau à différentes distances  $x$  (40 m, 70 m, 100 m et 150 m) a montrée que la hauteur d'eau calculée est supérieure à la hauteur de pluie tombée en 20 ans près de la fosse, mais cette valeur diminue lorsque  $x$  augmente pour devenir inférieure à la hauteur de pluie près de la frontière droite. On peut conclure que le volume d'eau qui se ramène au fond est équivalent.

La figure 4.6 montre la variation du degré de saturation en fonction du temps à trois endroits de la fosse : ( $x = 40\text{m}$ ,  $y = 200\text{ m}$ ), ( $x = 40\text{m}$ ,  $y = 220\text{ m}$ ), ( $x = 40\text{ m}$ ,  $y = 240\text{ m}$ ). Cette figure montre une augmentation des degrés de saturation en fonction du temps pour les trois points. Ceci confirme l'augmentation de la teneur en eau dans la fosse. Au temps  $t = 20$  ans, la fosse sera saturée sur une hauteur de l'ordre de 40 m à partir de la base.

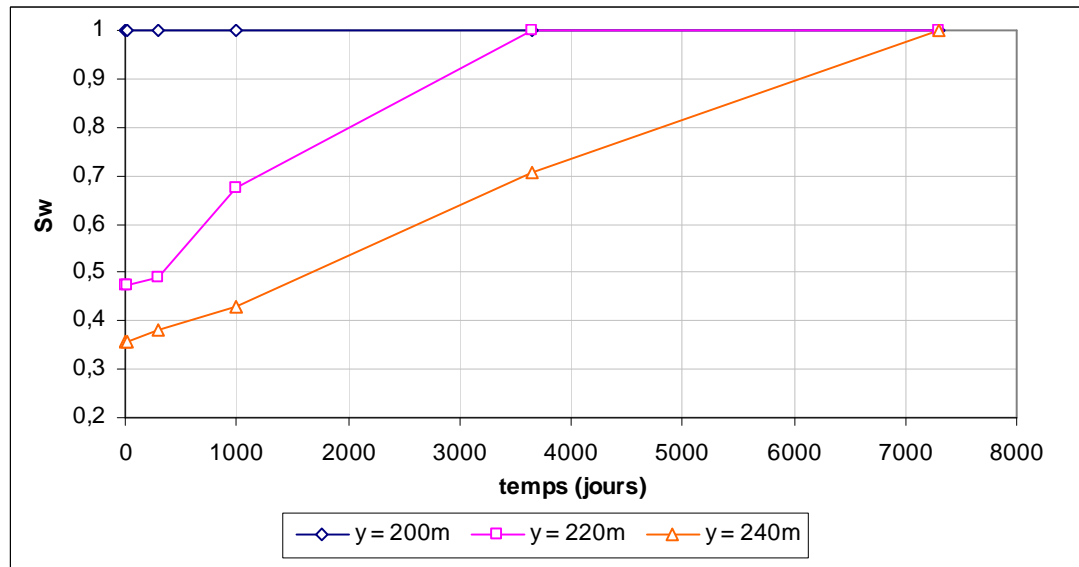


Figure 4.6 Variation du degré de saturation en fonction du temps à l'intérieur de la fosse à  $x = 40$  m, cas 1.

L'évolution des isocontours de la concentration en fonction du temps est montrée sur la figure 4.7. Cette figure montre une concentration constante, égale à 1 à l'intérieur de la fosse (qui est la condition imposée à  $t \geq 0$ ). Il y a une migration importante de contaminants surtout en profondeur. Par contre, la migration latérale de contaminants est très faible vu que l'écoulement de l'eau est principalement vertical du fait que la frontière verticale droite est imperméable.

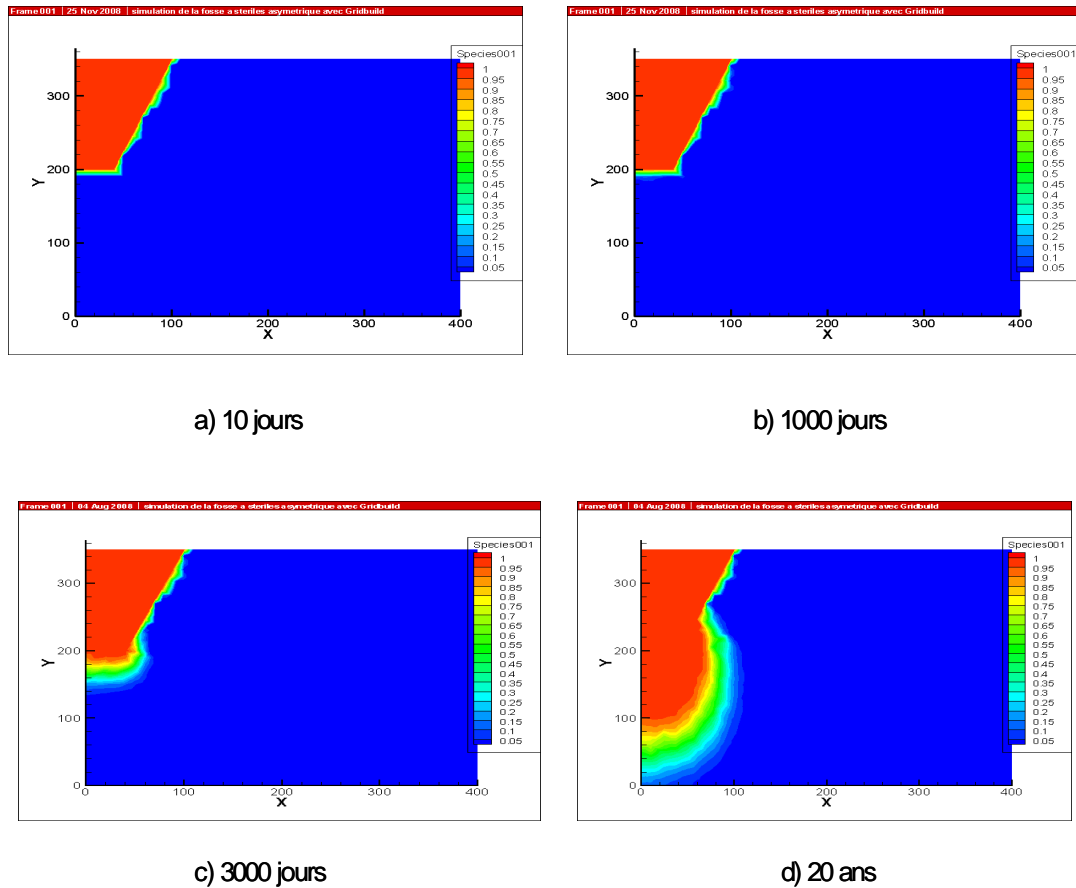


Figure 4.7 Isocontours des concentrations en fonction du temps, cas 1.

L'évolution de la concentration au point ( $x = 40$  m,  $y = 150$  m) est montrée sur la figure 4.8. On peut noter que la concentration en contaminants est faible au début de la simulation mais elle augmente en fonction du temps jusqu'à atteindre la concentration maximale après environ 20 ans.

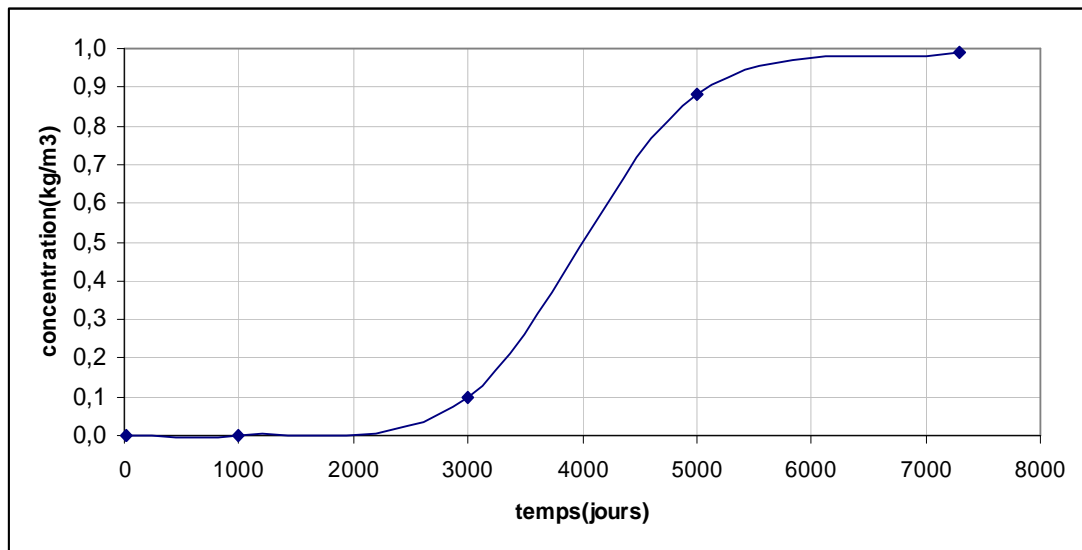


Figure 4.8 Évolution de la concentration au point (x = 40 m, y = 150 m), cas 1.

Afin d'évaluer l'importance du transport de contaminants par diffusion moléculaire par rapport à l'advection, une autre simulation a été effectuée en imposant un coefficient de diffusion libre  $D^0$  très faible ( $2.34 \times 10^{-30} \text{ m}^2/\text{s}$ ). Le profil de la concentration obtenu (non montré ici) est le même que celui du cas 1 présenté précédemment (pour un coefficient de diffusion libre de  $2.34 \times 10^{-10} \text{ m}^2/\text{s}$ ). Ceci permet de conclure que pour le cas 1 (massif rocheux non fracturé), le transport de contaminants par diffusion moléculaire est peu significatif par rapport à celui dû à l'advection.

#### 4.2.1.2 Cas 2 : Massif rocheux avec fractures verticales

Dans cette simulation, des fractures verticales d'une ouverture de 0.3 mm (donc  $K_{\text{sat}}$  de  $7.36 \times 10^{-2} \text{ m/s}$ ) sont incluses au massif rocheux. La disposition des fractures est montrée sur la figure 4.9. Les fractures sont situées aux abscisses  $x = 10 \text{ m}$ ,  $30 \text{ m}$ ,  $50 \text{ m}$ ,  $70 \text{ m}$ ,  $100 \text{ m}$ ,  $150 \text{ m}$ ,  $200 \text{ m}$ ,  $250 \text{ m}$ ,  $300 \text{ m}$  et  $350 \text{ m}$ .

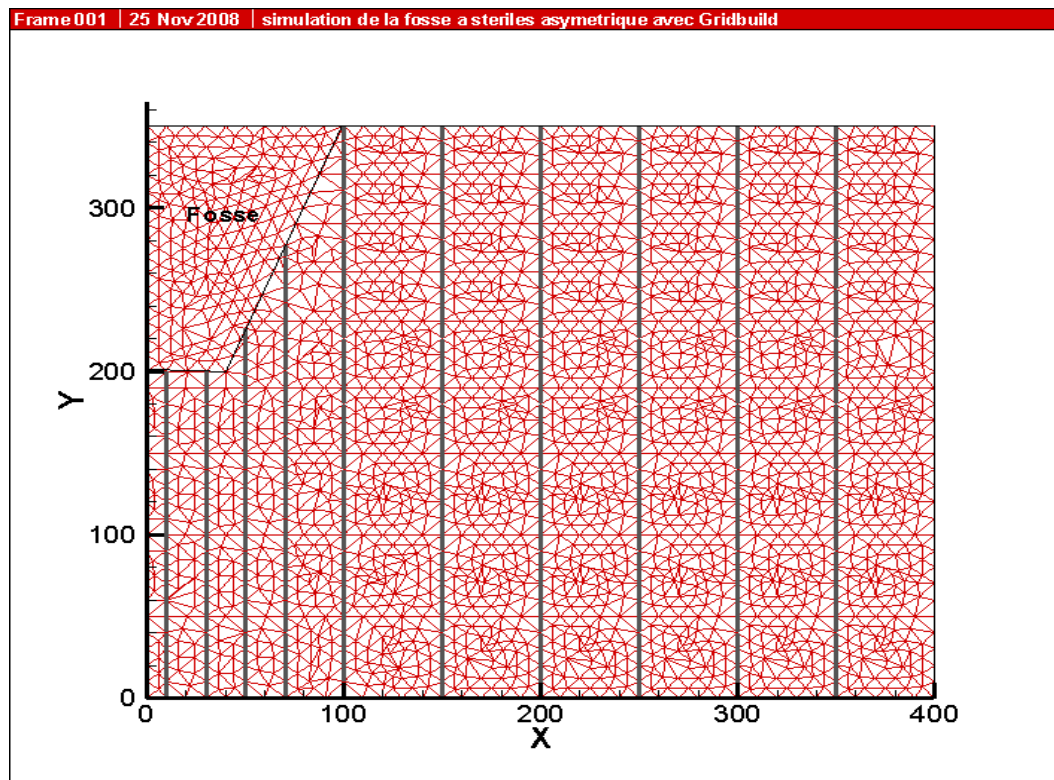
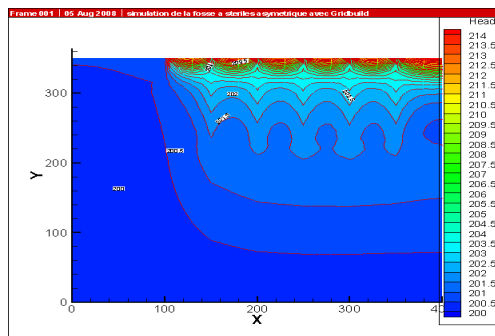


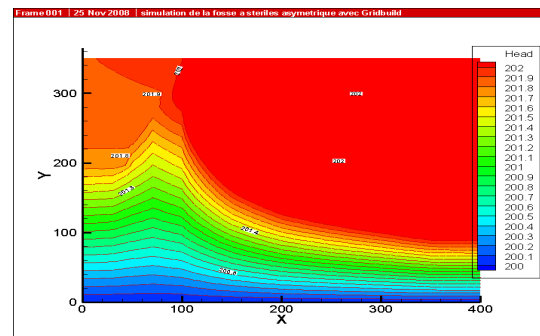
Figure 4.9 Disposition des fractures verticales, ouverture = 0.3 mm ( $k_{sat}$  de  $7.36 \times 10^{-2}$  m/s).

Les mêmes conditions initiales et conditions aux limites que le cas 1 (massif rocheux non fracturé) ont été appliquées ici. L'évolution des isocontours de charge hydraulique en fonction du temps est montrée sur la figure 4.10. Cette figure montre l'influence des fractures sur la distribution des charges hydrauliques. On peut remarquer une concentration des isocontours de la charge hydraulique autour des fractures verticales. Ceci implique que l'écoulement se produit principalement dans les fractures et vers les fractures de part et d'autre. Ces résultats montrent aussi qu'il y a assez peu de variation de la charge hydraulique dans le temps.

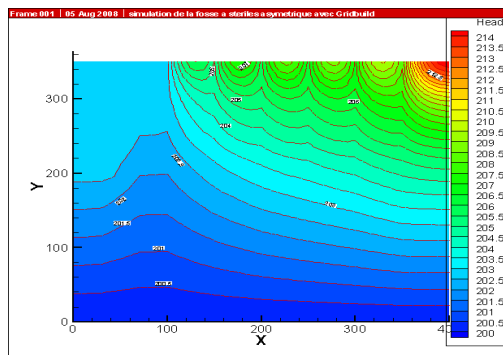
Ceci s'explique par le fait que l'eau passe par les fractures et ne s'accumule pas (ou peu) dans la fosse. Ceci est confirmé par les résultats des figures 4.11 et 4.12.



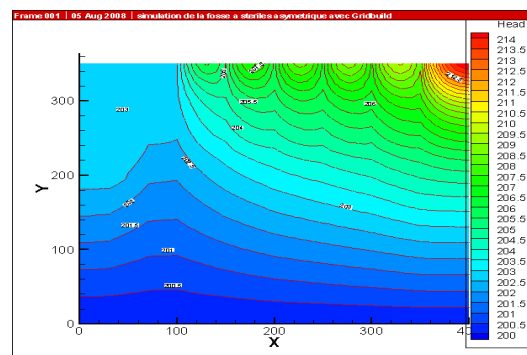
a) 10 jours



b) 300 jours



c) 1000 jours



d) 20 ans

Figure 4.10 Distribution des isocontours de la charge hydraulique en fonction du temps, cas 2.

Les figures 4.11 et 4.12 montrent une faible variation de la pression d'eau et du degré de saturation en fonction du temps et de la hauteur dans la fosse et dans le roc (à  $x = 40$  m).

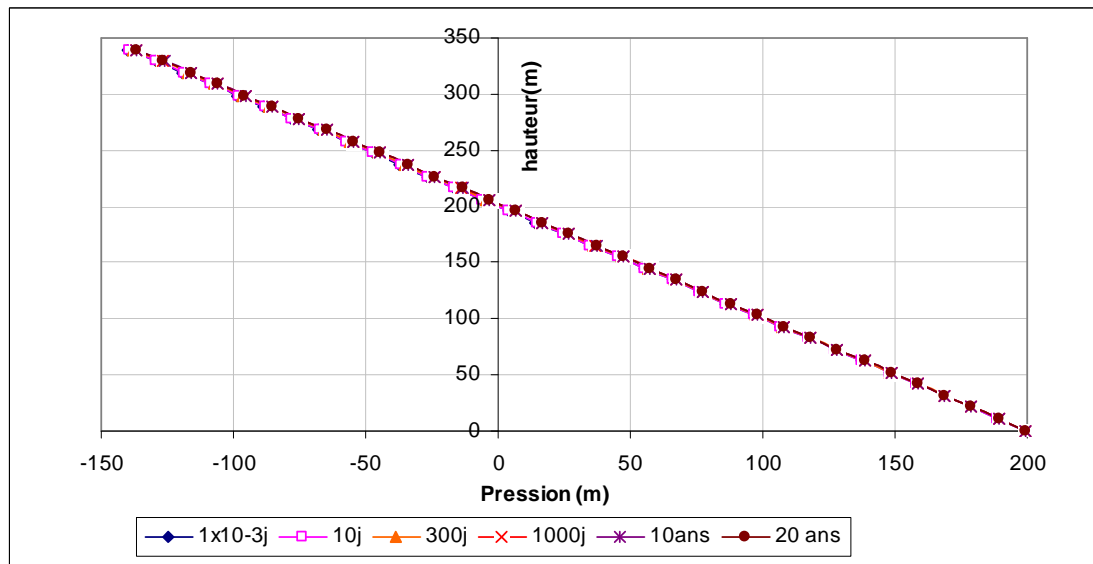


Figure 4.11 Profil de la pression d'eau le long de l'axe vertical situé à  $x = 40$  m, cas 2.

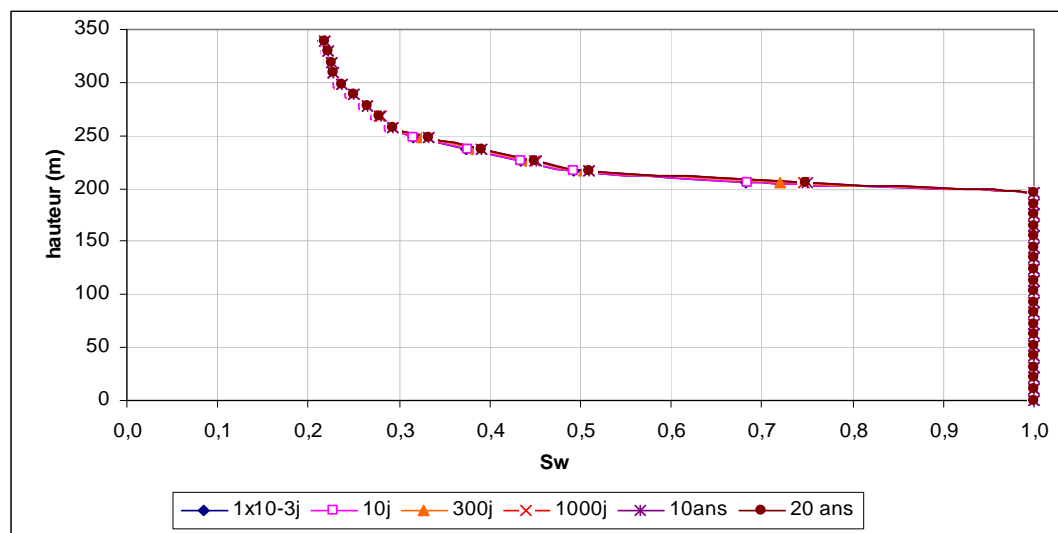
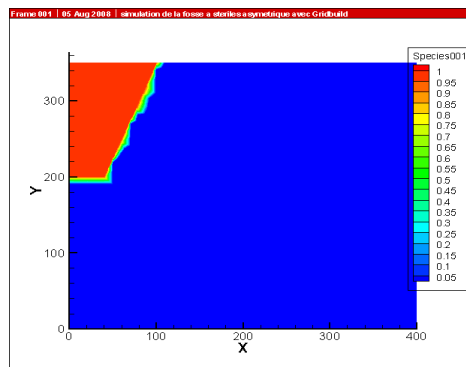
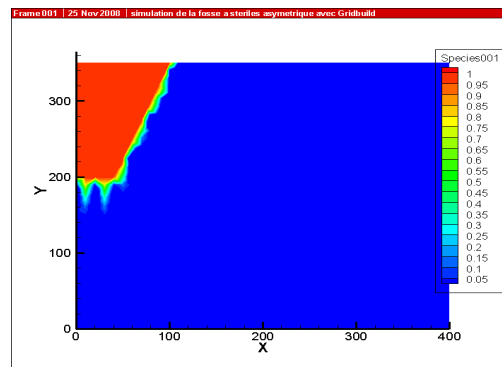


Figure 4.12 Profil du degré de saturation le long de l'axe vertical situé à  $x = 40$  m, cas 2.

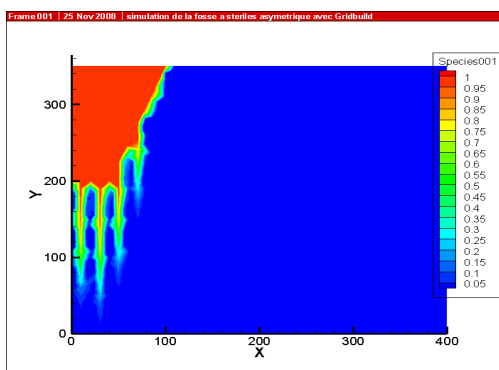
L'évolution des isocontours de concentration de contaminant en fonction du temps est montrée sur la figure 4.13. La figure 4.13 montre que la concentration de contaminants reste constante et égale à l'unité dans la fosse (qui est la condition initiale imposée). Il y a une migration importante de contaminants en fonction du temps à travers les fractures verticales. La migration est plus significative en profondeur.



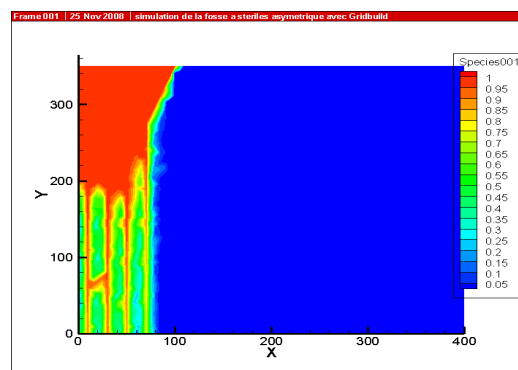
a) 10 jours



b) 300 jours



c) 1000 jours



d) 20 ans

Figure 4.13 Isocontours de concentration en fonction du temps, cas 2.



Puisque la migration de contaminants dans le roc est très faible, on peut déduire que le transport de contaminants se fait plus par advection en présence des fractures. Ceci est dû à la grande conductivité hydraulique des fractures (pour une ouverture de 0.3 mm, le  $k_{\text{sat}}$  des fractures est autour de  $7.36 \times 10^{-2}$  m/s).

La figure 4.14 compare les valeurs de la concentration au point ( $x = 40$  m,  $y = 150$  m) pour le cas d'un massif rocheux homogène (non fracturé) et le cas avec fractures verticales. Cette figure montre que pour le cas avec fractures verticales, il y a une augmentation linéaire de la concentration en fonction du temps. Le point ( $x = 40$  m,  $y = 150$  m) est un point situé dans le massif rocheux entre deux fractures. Pour cela, la concentration est plus faible en présence des fractures pour des temps élevés car les contaminants migrent plutôt à travers les fractures.

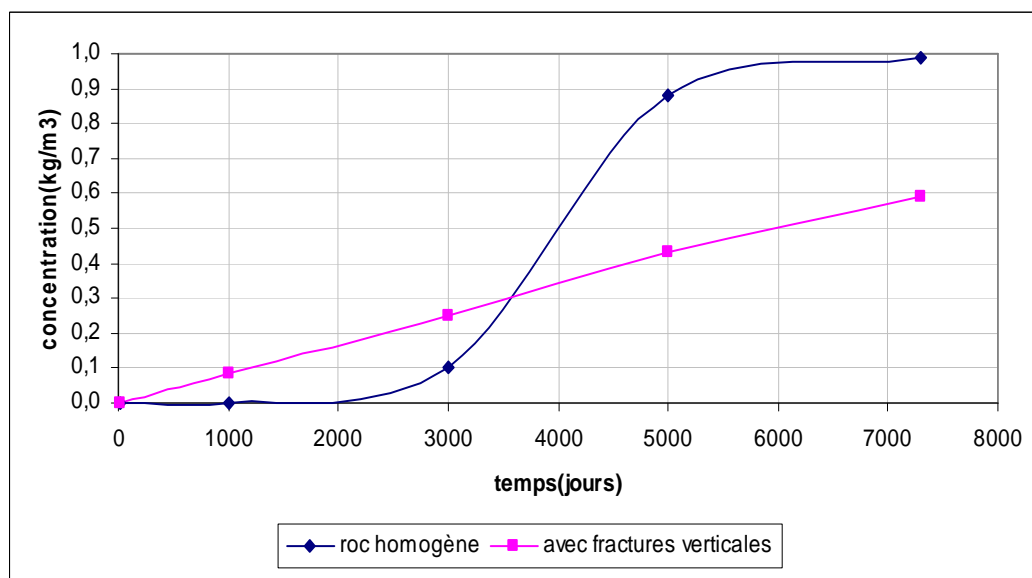


Figure 4.14 Comparaison des profils de la concentration au point ( $x = 40$  m,  $y = 150$  m), série 1 (cas 1 et 2).

#### 4.2.1.3 Cas 3 : Massif rocheux avec fractures orthogonales

Des fractures horizontales d'une ouverture de 0.3 mm sont ajoutées perpendiculairement aux fractures verticales dans le massif rocheux. Les fractures horizontales sont situées aux élévations  $y = 50$  m,  $100$  m,  $150$  m,  $190$  m,  $230$  m,  $260$  m,  $290$  m et  $320$  m. Le réseau obtenu est montré sur la figure 4.15.

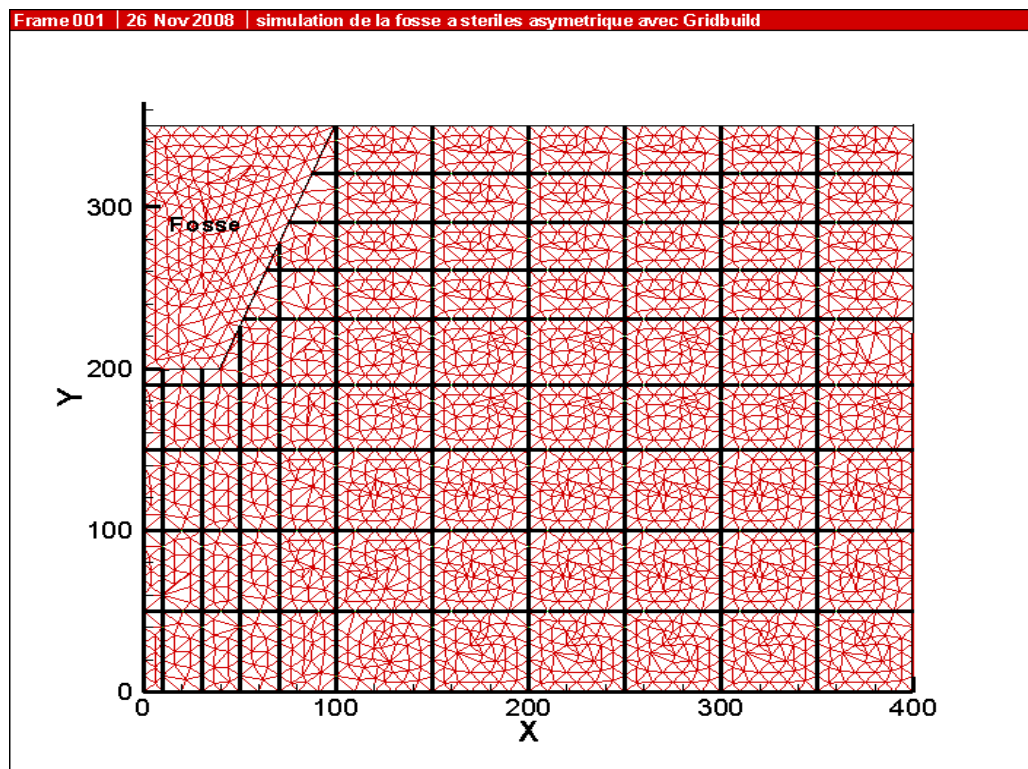


Figure 4.15 Disposition du réseau des fractures orthogonales, ouverture = 0.3 mm, fosse axisymétrique.

Les mêmes conditions initiales et conditions aux limites que celles utilisées pour les cas 1 et 2 ont été appliquées ici. L'évolution des isocontours de la charge hydraulique en

fonction du temps est montrée sur la figure 4.16. Cette figure montre l'effet des fractures orthogonales sur la distribution des charges hydrauliques.

La variation de la charge est moins importante ici que pour le cas d'un massif non fracturé. On peut aussi noter que les fractures horizontales ont relativement peu d'effet sur la distribution des charges hydrauliques (comparativement à la figure 4.10) vu que l'écoulement est principalement vertical.

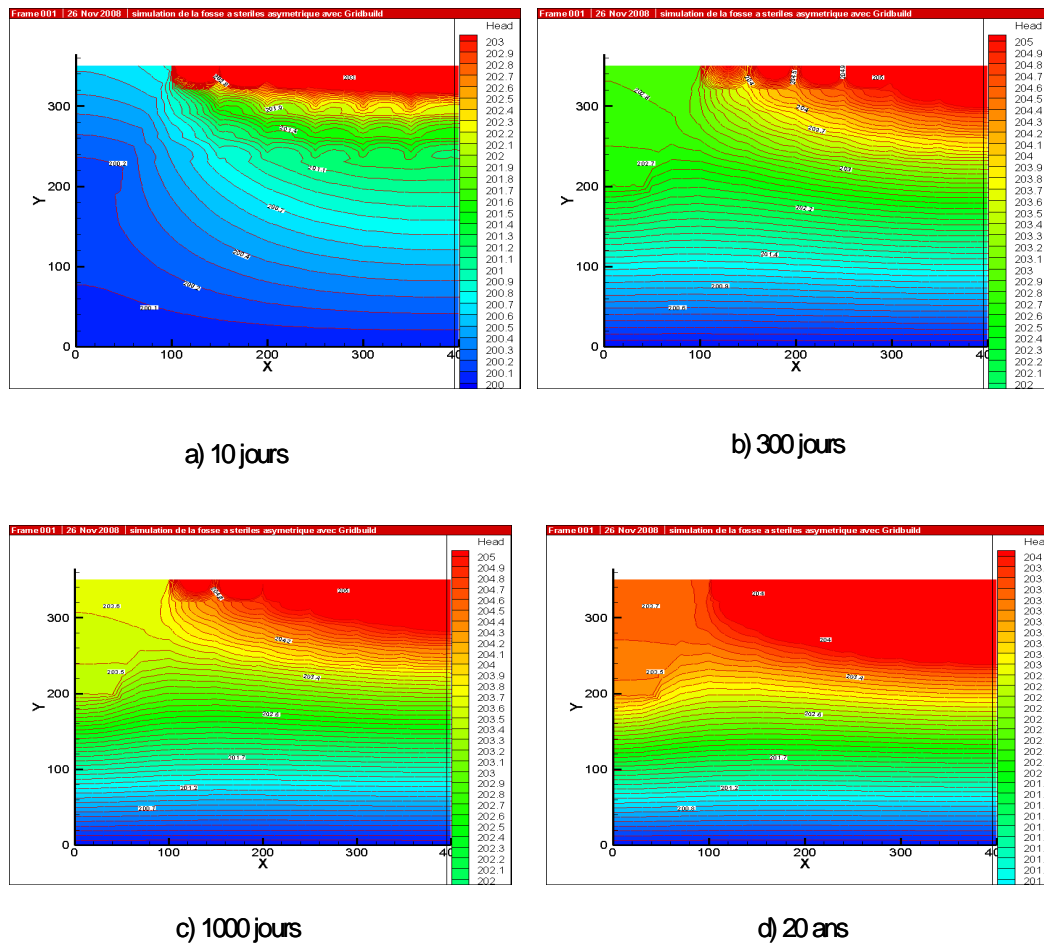


Figure 4.16 Isocontours des charges hydrauliques, cas 3.

Les variations de la pression et du degré de saturation (non présentés ici) en fonction de la hauteur et du temps le long de l'axe vertical situé à  $x = 40$  m sont les mêmes que celles obtenues avec des fractures verticales (voir figures 4.11 et 4.12).

L'évolution des isocontours de la concentration en fonction du temps est montrée sur la figure 4.17.

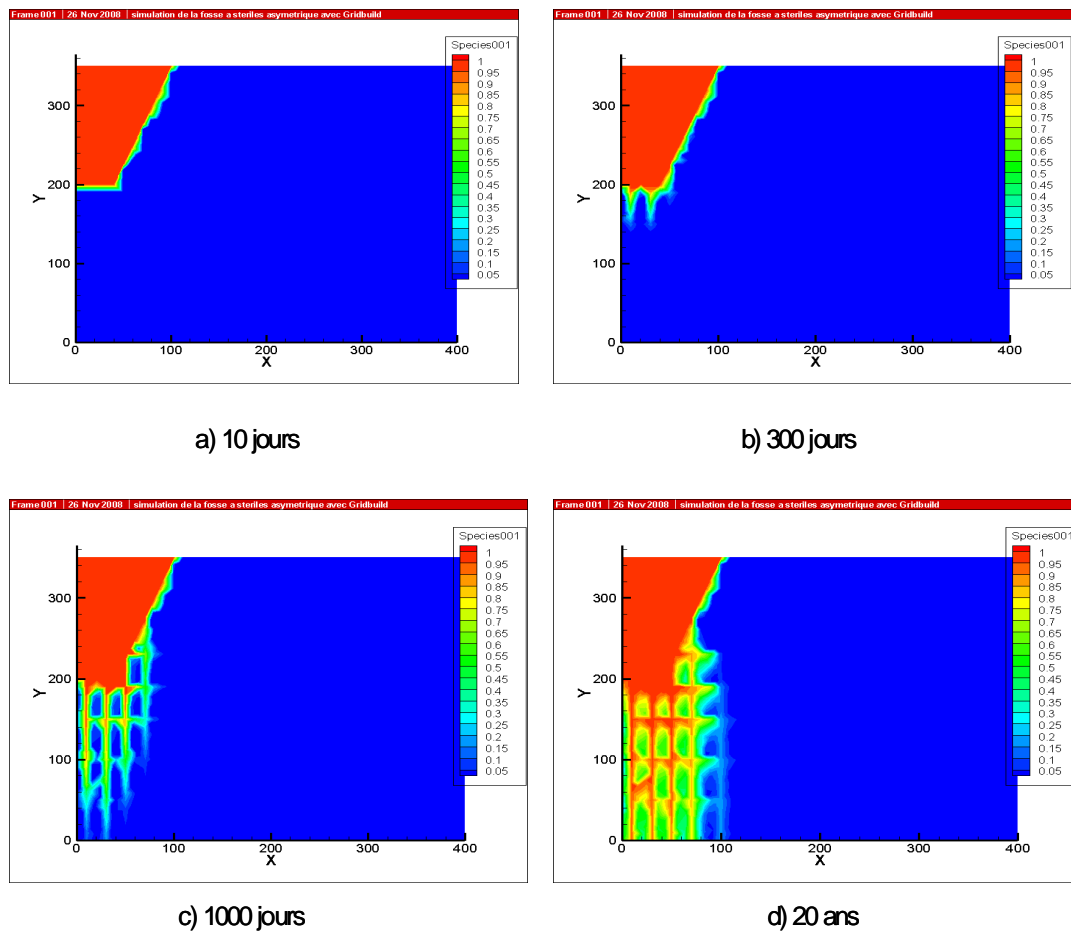


Figure 4.17 Isocontours de concentration en fonction du temps, cas 3.

La figure 4.17 montre une migration importante de contaminants en fonction du temps et en profondeur à travers le réseau de fractures. Ces résultats montrent aussi une plus grande migration de contaminants dans les fractures verticales que dans les fractures horizontales. La migration latérale est en partie bloquée parce que la frontière verticale droite est imperméable.

La figure 4.18 compare les concentrations au point ( $x = 40$  m,  $y = 150$  m) pour les cas d'un massif rocheux homogène et avec fractures orthogonales. Cette figure montre que la concentration augmente plus rapidement en présence de fractures orthogonales. Les valeurs sont aussi plus élevées, mais la même valeur maximale est atteinte pour les deux cas. Cette variation est différente de celle obtenue avec juste des fractures verticales. Ceci est dû au fait que pour ce cas-ci il y a un effet d'interconnexion entre les fractures qui communiquent entre elles. Vue la grande migration de contaminants en profondeur, le risque de contamination de la nappe d'eau souterraine devient plus élevé en présence des fractures orthogonales.

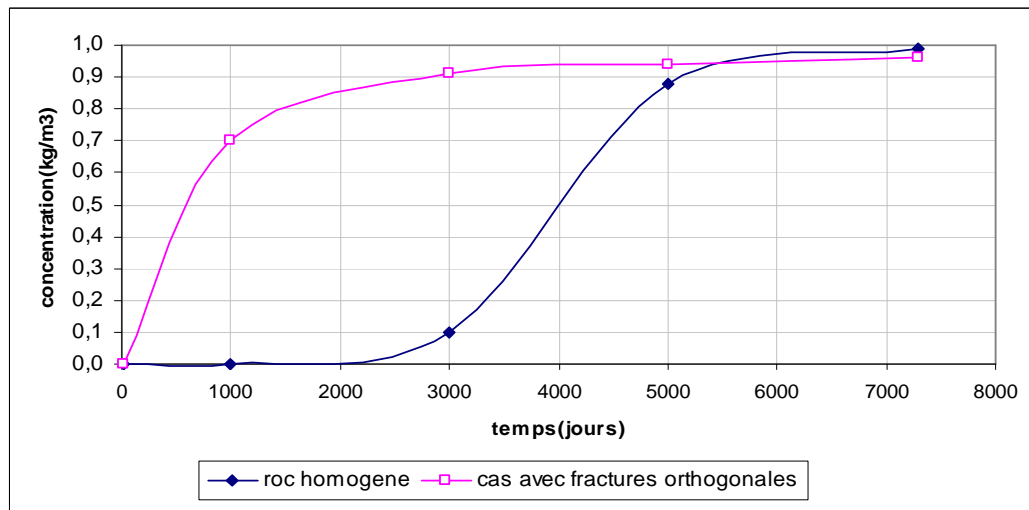


Figure 4.18 Comparaison des valeurs de la concentration en fonction du temps au point ( $x = 40$  m,  $y = 150$  m), série 1.

#### 4.2.2 Série 2 : frontière verticale perméable

Cette série de simulations utilise les mêmes conditions initiales et aux limites que la série 1, sauf que la frontière verticale est perméable à l'eau. Une charge hydraulique de 200 m a été donc fixée à la frontière située à  $x = 400$  m. Deux cas ont été simulés : un premier cas avec un massif rocheux homogène (cas 4) et un deuxième cas avec l'ajout d'un réseau de fractures orthogonales (cas 5).

##### 4.2.2.1 Cas 4 : Massif rocheux homogène

Pour le massif rocheux homogène, l'évolution des isocontours de la charge hydraulique en fonction du temps est montrée sur la figure 4.19. La figure 4.19 montre une augmentation des charges hydrauliques en fonction du temps, surtout dans le roc.

Ici, toutefois les isocontours de la charge hydraulique ne sont plus parallèles à l'axe des  $x$  près de la frontière verticale. Puisque cette frontière est perméable à l'eau, il y a un écoulement vers cette frontière (où la charge est fixe).

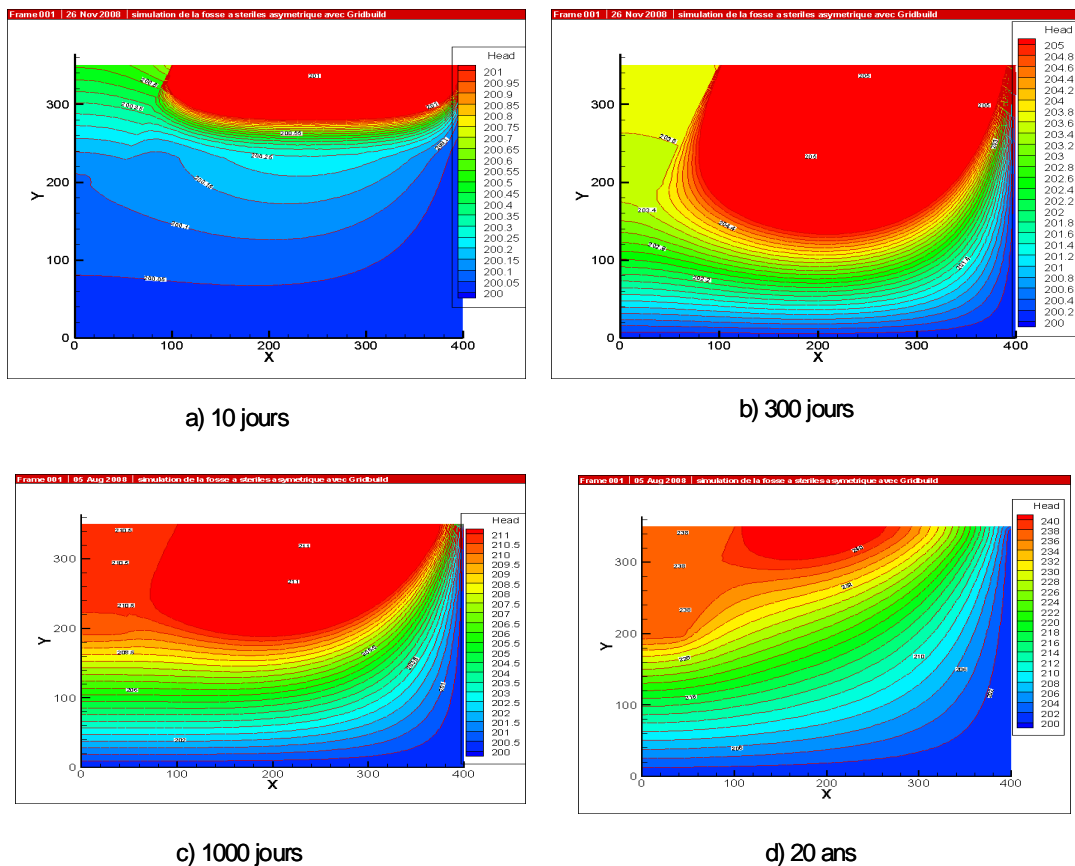


Figure 4.19 Distribution de charge hydraulique (en m) en fonction du temps, cas 4.

Sur la figure 4.20, les vecteurs de vitesse sont montrés perpendiculairement aux isocontours de charge hydraulique au temps  $t = 20$  ans. Cette figure montre que les vitesses sont orientées vers la droite, ce qui implique un certain écoulement vers la frontière droite perméable.

Aussi, il y a un écoulement plus important dans le roc que dans la fosse. Les composantes y des vitesses sont de  $-0.0034$  m/j et  $-0.016$  m/j en deux points situés le long de l'élévation 250 m, respectivement à l'intérieur de la fosse et dans le roc.

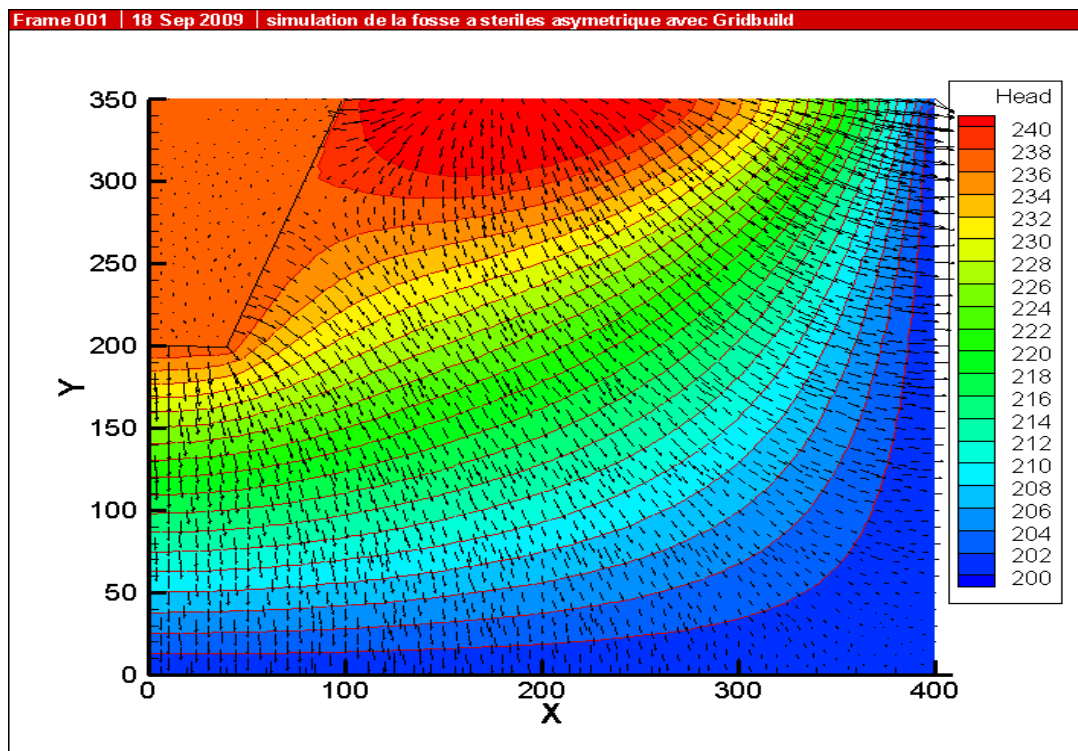


Figure 4.20 Distribution des vecteurs de vitesses au temps  $t = 20$  ans, cas 4.

Les variations de la pression et du degré de saturation en fonction de la hauteur et du temps le long de l'axe vertical situé à  $x = 40$  m sont montrées sur les figures 4.21 et 4.22.



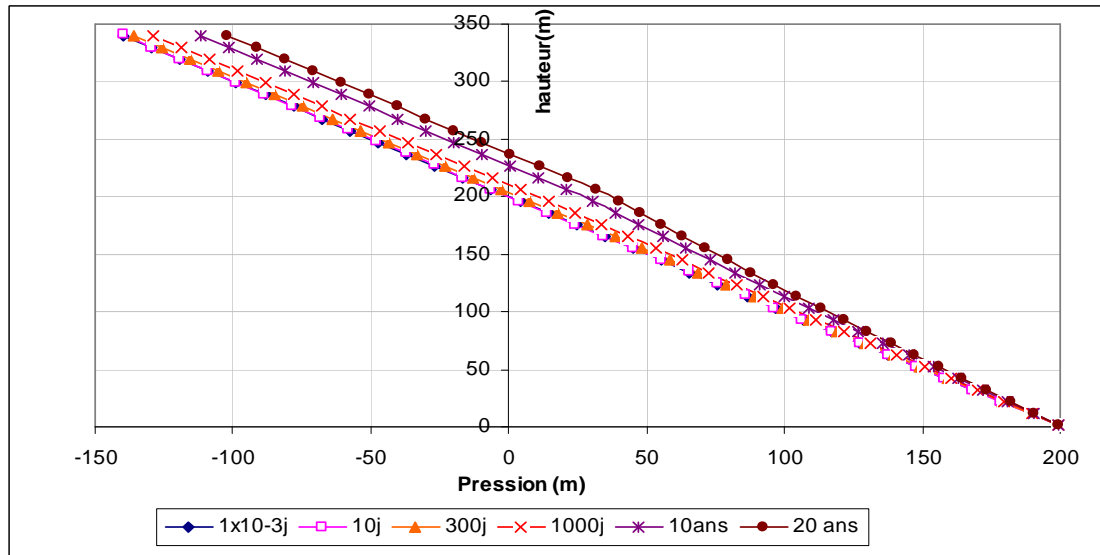


Figure 4.21 Variation de la pression le long de l'axe vertical situé à  $x = 40$  m, cas 4.

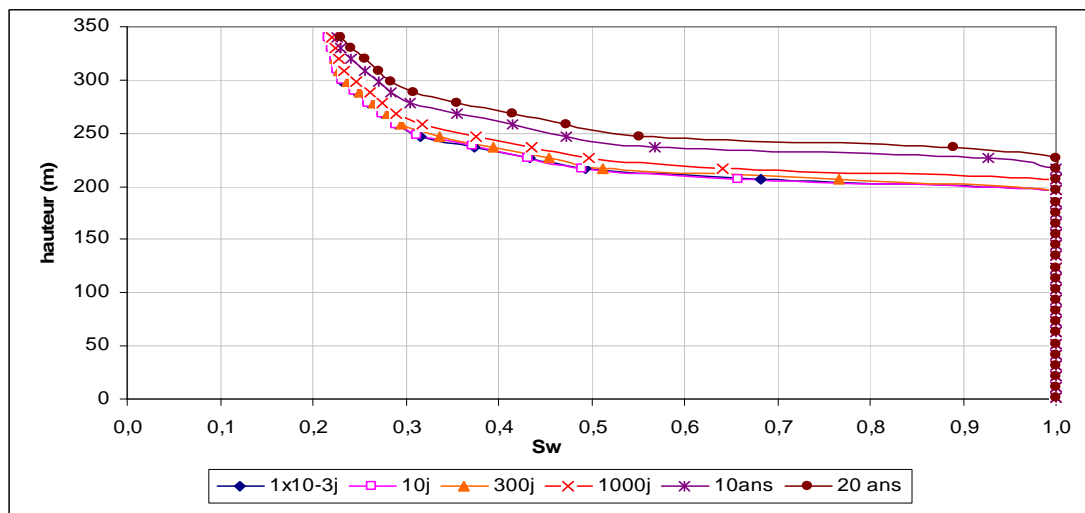


Figure 4.22 Variation du degré de saturation le long de l'axe vertical situé à  $x = 40$  m, cas 4.

Les figures 4.21 et 4.22 montrent qu'on obtient les mêmes variations que pour le cas avec une frontière verticale imperméable (cas 1, figures 4.4 et 4.5) et les mêmes conclusions peuvent être tirées : la pression augmente en fonction du temps à cause de des précipitations et à l'infiltration d'eau. Parallèlement, le degré de saturation augmente dans la fosse dû à son remplissage.

La figure 4.23 montre l'évolution des isocontours de la concentration en fonction du temps.

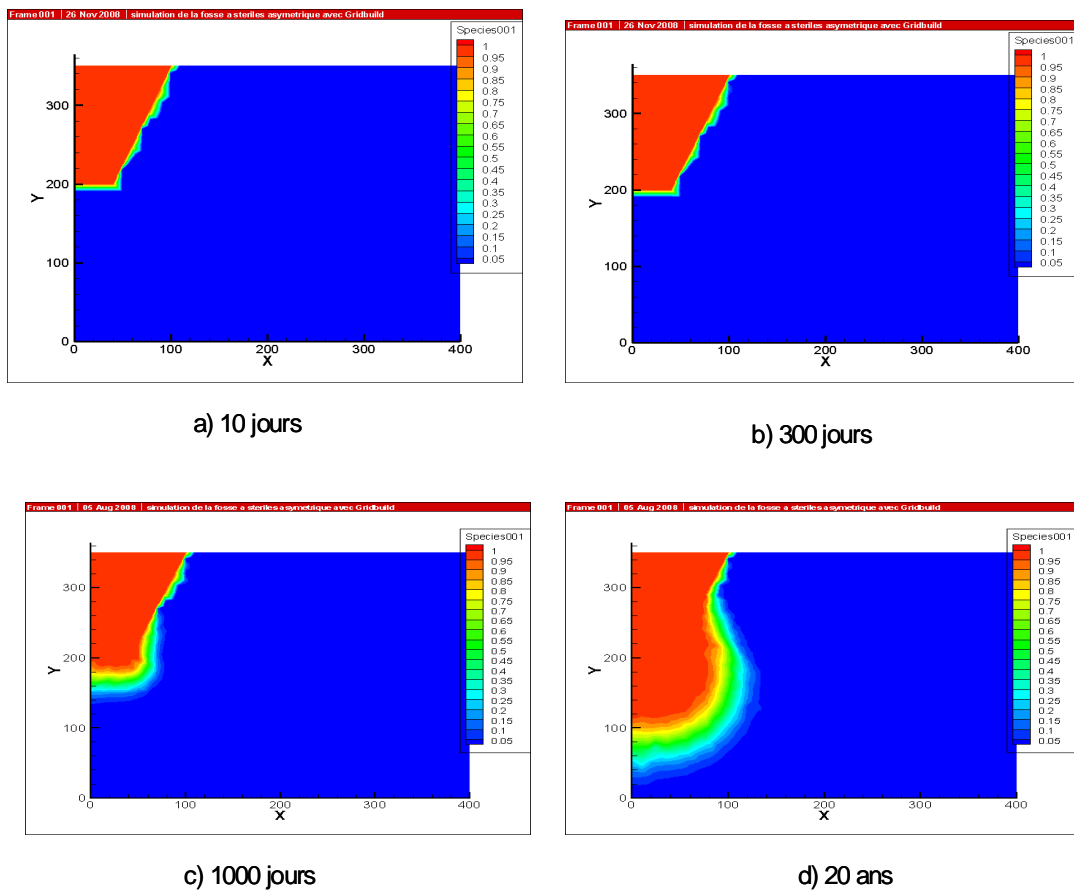


Figure 4.23 Isocontours des concentrations en fonction du temps, cas 4.

La figure 4.23 montre qu'on retrouve les mêmes résultats que pour le cas avec une frontière verticale imperméable. La concentration reste égale à l'unité à l'intérieur de la fosse, alors qu'il y a une migration importante de contaminants en profondeur.

La figure 4.24 permet de comparer les concentrations en fonction du temps au point ( $x = 40$  m,  $y = 150$  m) pour les deux types de frontière verticale. Cette figure montre une légère différence dans les concentrations entre les deux cas. Dans le cas avec une frontière perméable, les concentrations sont un peu plus faibles que pour le cas avec frontière perméable. Ceci s'explique par le fait qu'il y a une faible migration de contaminants vers la droite due à la charge fixée à  $x = 400$  m. La différence serait plus importante si le point de mesure était plus proche de la frontière.

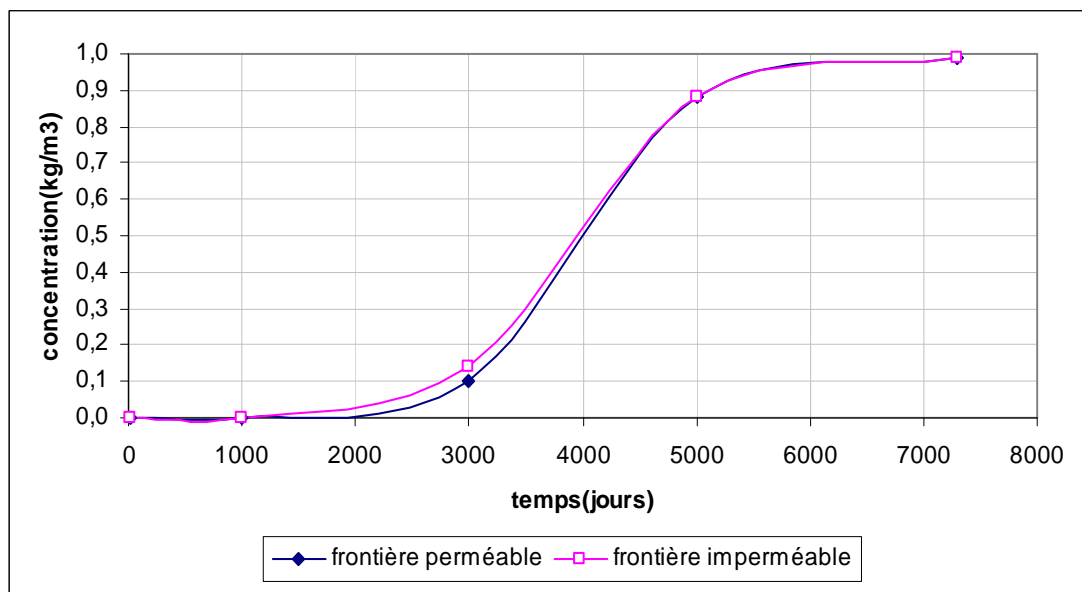


Figure 4.24 Comparaison des valeurs de concentration au point ( $x = 40$  m,  $y = 150$  m), fosse axisymétrique remplie de stériles miniers.

#### 4.2.2.2 Cas 5 : Massif rocheux avec fractures orthogonales

Un réseau de fractures orthogonales d'une ouverture de 0.3 mm est inclus dans le massif rocheux. Les mêmes conditions initiales et aux limites que celles du cas 4 (massif homogène) ont été imposées ici.

L'évolution des isocontours de la charge hydraulique en fonction du temps est montrée sur la figure 4.25. Cette figure montre qu'il y a une concentration de charges hydrauliques autour des fractures verticales, surtout celles qui arrivent jusqu'à la surface.

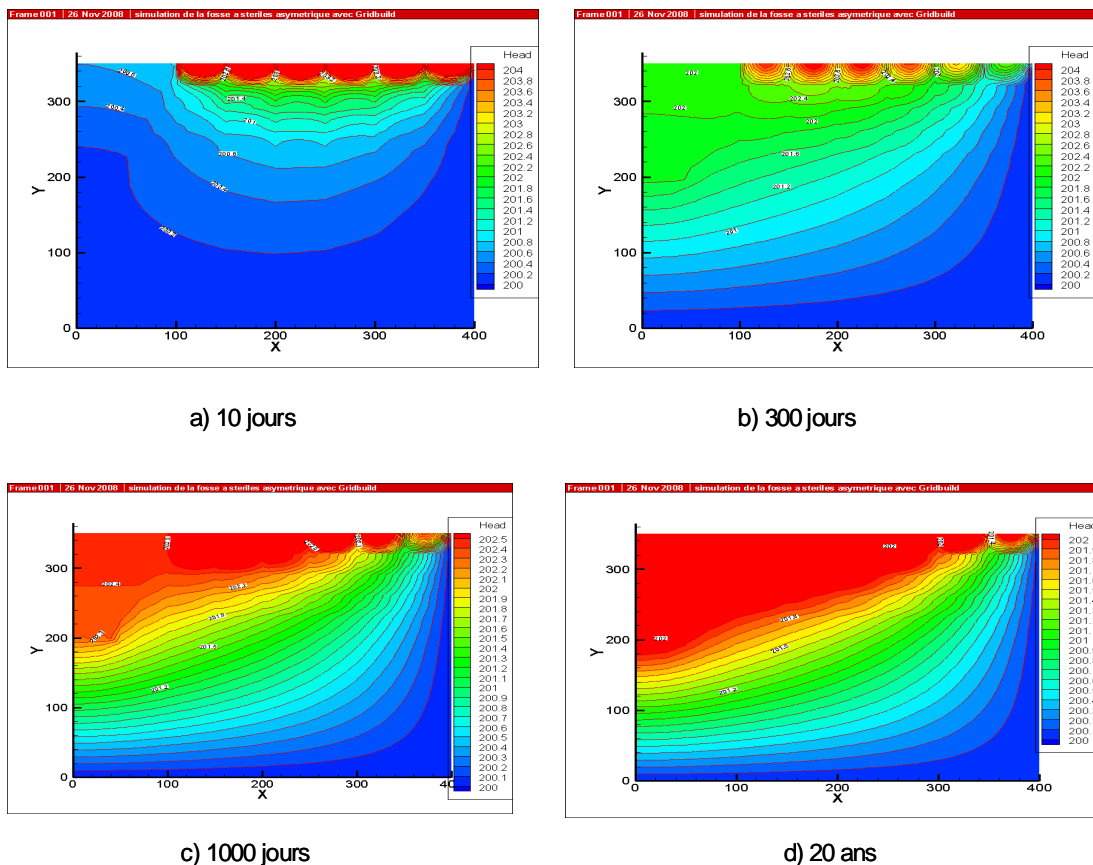


Figure 4.25 Isocontours des charges hydrauliques, cas 5.

En comparaison avec le cas 3 (frontière imperméable, massif rocheux avec fractures orthogonales), on constate ici que les isocontours de la charge hydraulique sont quasi-verticaux et parallèles à la frontière près de  $x = 400$  m (où charge fixée à 200 m) d'où un certain écoulement vers cette frontière.

Les variations de la pression et du degré de saturation en fonction de la hauteur et du temps le long de l'axe vertical situé à  $x = 40$  m sont montrées sur les figures 4.26 et 4.27. Ces résultats sont les mêmes que ceux obtenus pour le cas 3 avec une frontière verticale imperméable. On peut tirer les mêmes conclusions, à savoir qu'il y a une très faible variation en fonction du temps car il y a peu d'accumulation de l'eau dans la fosse à cause de la présence des fractures orthogonales.

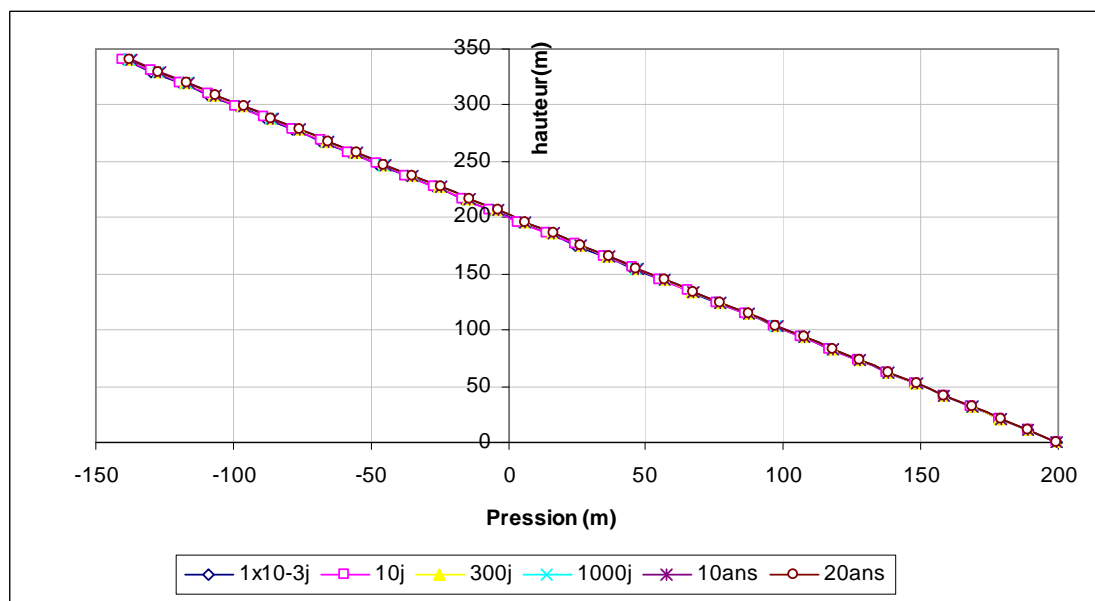


Figure 4.26 Variation de la pression en fonction du temps et de la hauteur à  $x = 40$  m, cas 5.

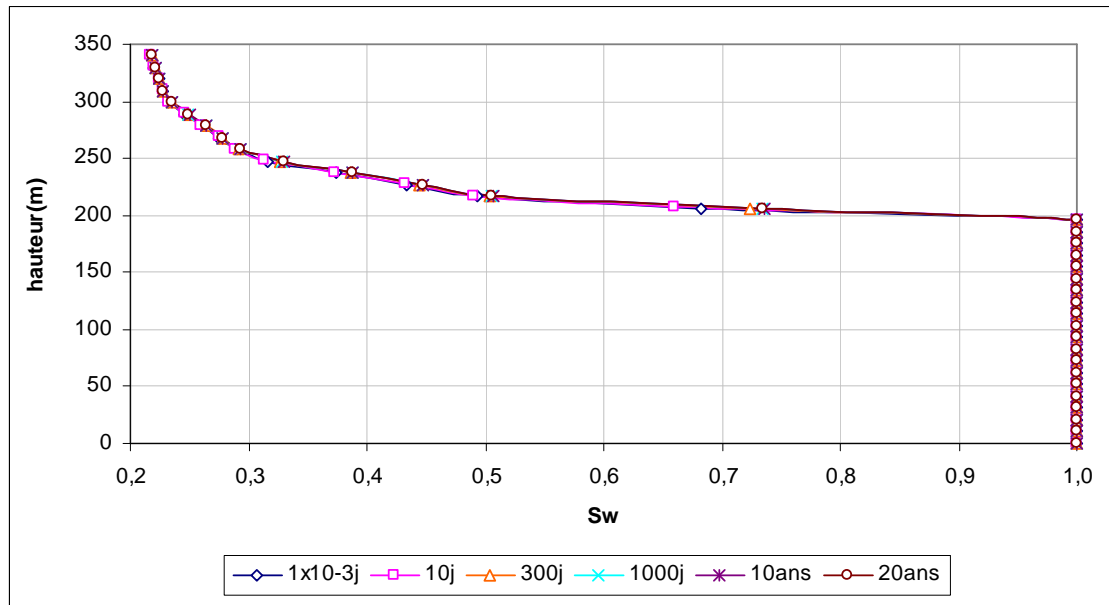


Figure 4.27 Variation du degré de saturation en fonction du temps et de la hauteur à  $x = 40$  m, cas 5.

L'évolution des isocontours de la concentration en fonction du temps est montrée sur la figure 4.28. Cette figure montre une migration importante de contaminants à travers le réseau de fractures orthogonales. Il y a une certaine migration latérale mais elle reste toujours plus faible que la migration en profondeur. La migration latérale est due à l'écoulement de l'eau vers la frontière perméable. Elle dépend de la charge imposée à droite qui affecte le gradient régional et l'écoulement vers la droite.

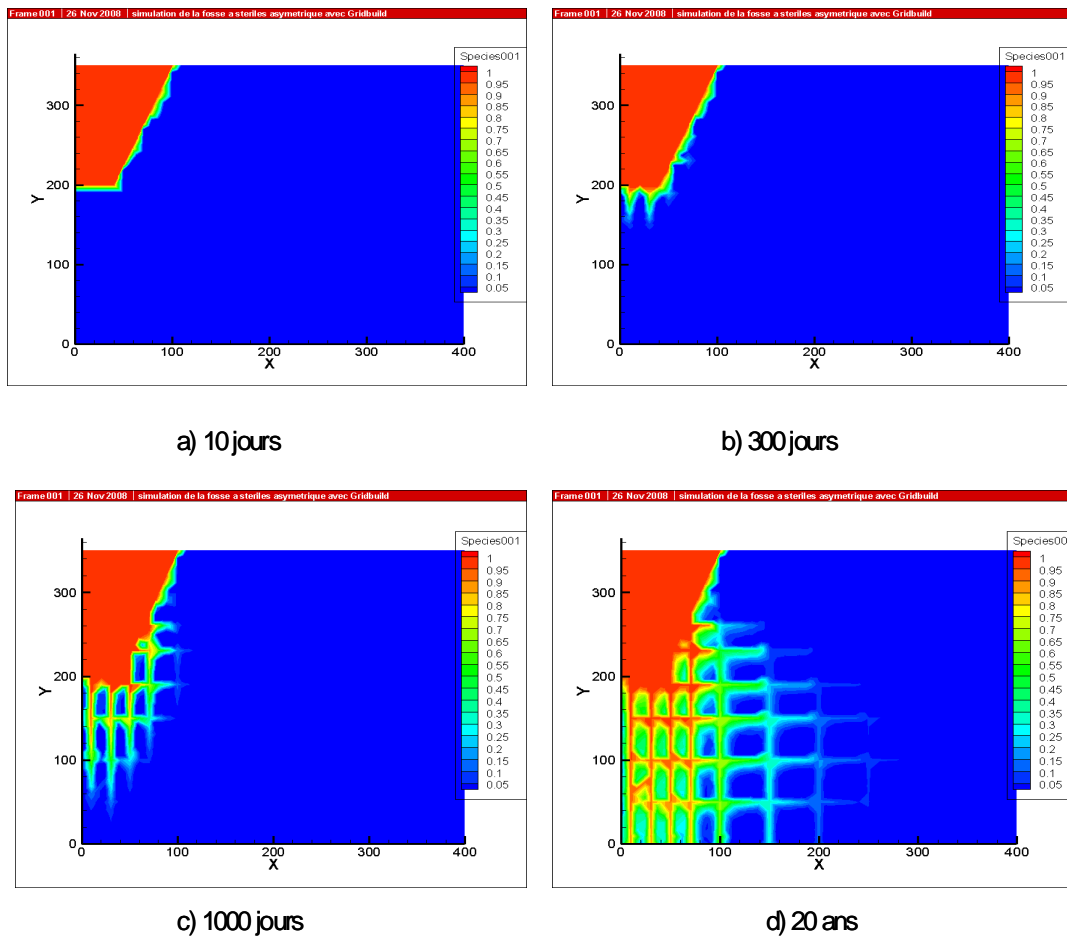


Figure 4.28 Isocontours des concentrations, cas 5.

La participation des fractures horizontales dans le transport de contaminants pourrait augmenter les concentrations totales et accélérer la migration de contaminants, ce qui cause un risque accru de contamination des nappes ou des cours d'eau de surface.

#### 4.2.3 Série 3 : Nappe fixée initialement à 100 m

Les cas 6 et 7 simulent l'effet d'une nappe initialement plus profonde localisée à une élévation  $y = 100$  m (au lieu de 200 m). Ces cas permettent de mieux comprendre l'écoulement en conditions très désaturées. Deux cas sont présentés: un premier cas avec un massif rocheux homogène (cas 6) et un deuxième cas avec l'ajout d'un réseau de fractures orthogonales (cas 7). Les autres conditions aux frontières demeurent les mêmes que celle de la série 1, à savoir un flux de précipitation de 1.5 mm/jour pour 10 jours de pluie suivis de 10 jours sans pluie en alternance sur une période de 20 ans. La frontière verticale droite est imperméable alors que la base est perméable. Pour la migration de contaminants, une concentration de  $1 \text{ kg/m}^3$  a été imposée initialement à l'intérieur de la fosse. La concentration initiale est égale à zéro ailleurs.

##### 4.2.3.1 Cas 6 : Massif rocheux homogène

L'évolution des isocontours de la charge hydraulique en fonction du temps est montrée sur la figure 4.29. Cette figure montre une augmentation des charges, surtout dans le roc. Les isocontours de la charge sont surtout parallèles à l'axe des  $x$  étant donné que la frontière verticale droite est imperméable. En comparant la distribution de la charge hydraulique de la figure 4.29 avec celle obtenue pour un niveau initial de la nappe à  $y = 200$  m (cas 1 pour massif rocheux homogène), on constate une augmentation plus importante des charges dans le cas 6 (avec une nappe plus profonde). En effet, au bout de 20 ans, la charge a passée de 100 m à un maximum de 168 m (écart de 68 m), alors que pour le cas 1, la charge a augmentée de 200 m à 250 m (écart de 50 m). Ceci peut être expliqué par le fait que plus la nappe est profonde, plus l'augmentation de la charge en fonction du temps sera visible.



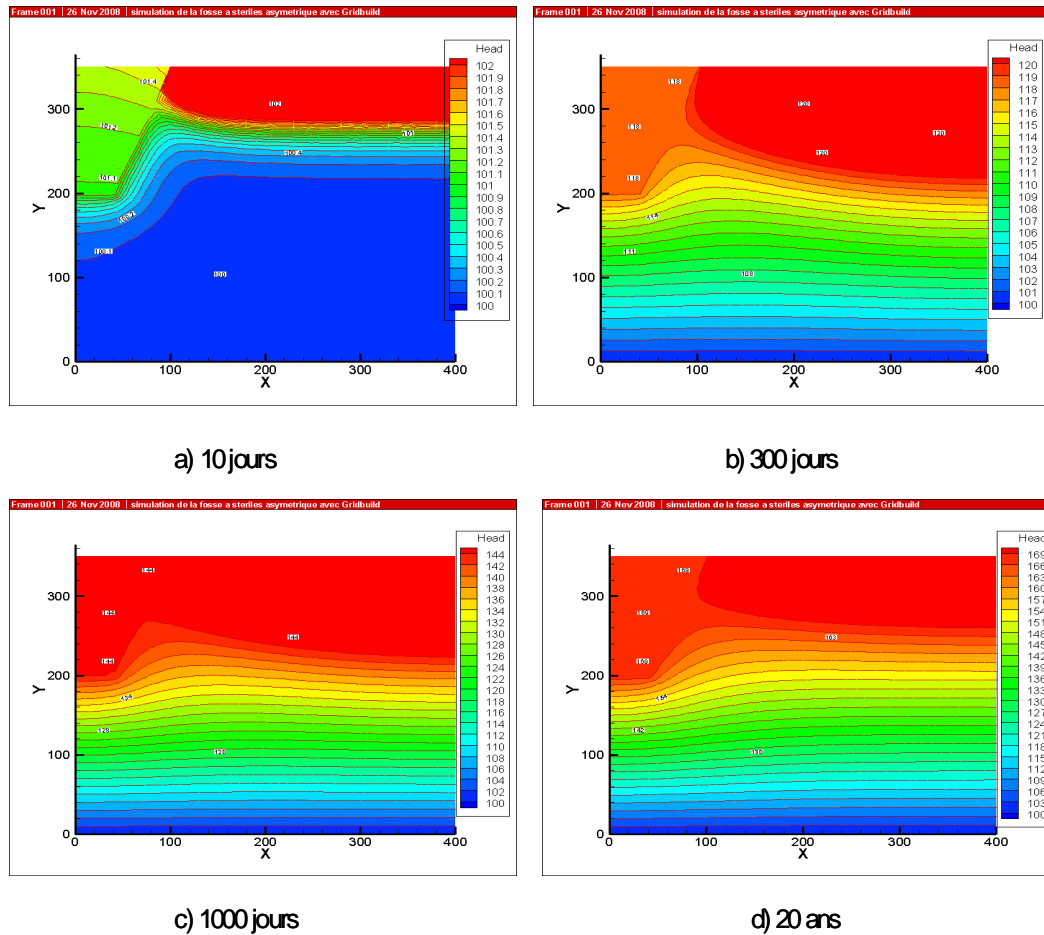


Figure 4.29 Distribution des isocontours de charge hydraulique en fonction du temps, cas 6.

Les figures 4.30 et 4.31 montrent les variations de la pression et du degré de saturation en fonction du temps et de la hauteur le long de l'axe vertical situé à  $x = 40$  m.

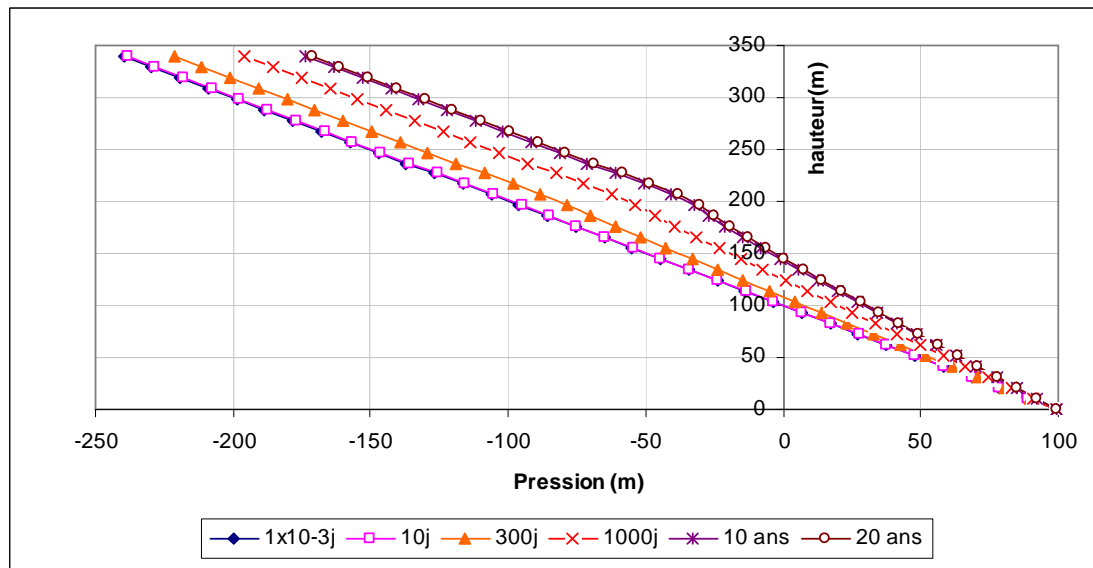


Figure 4.30 Variation de la pression le long de l'axe vertical situé à  $x = 40$  m, cas 6.

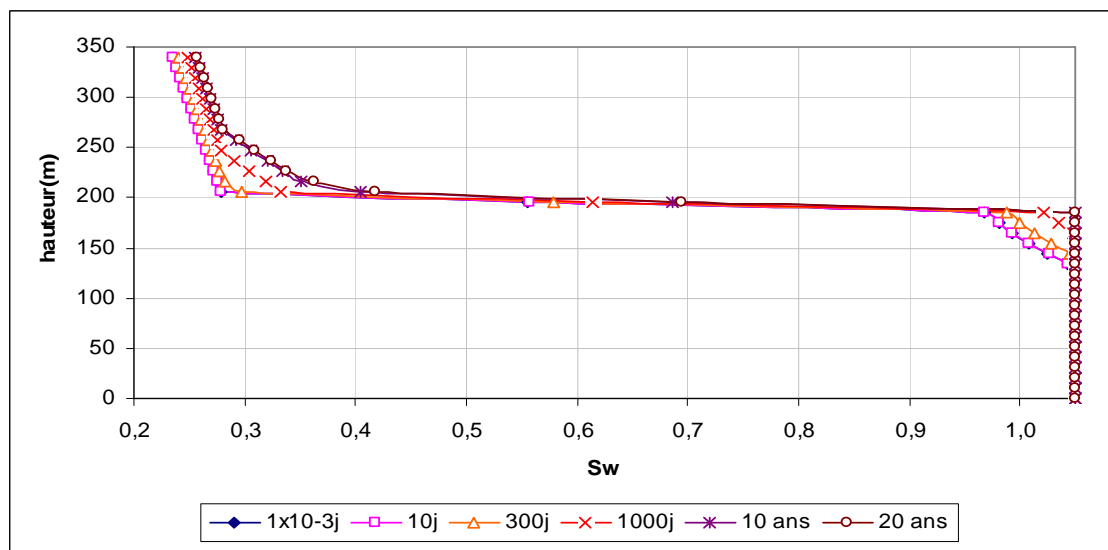


Figure 4.31 Variation du degré de saturation le long de l'axe vertical situé à  $x = 40$  m, cas 6.

La figure 4.30 montre une augmentation de la pression en fonction du temps due aux précipitations et à l'infiltration d'eau dans le roc et les stériles miniers. En comparaison avec le cas 1 (nappe située à la base de la fosse), on note ici qu'il n'y a plus de variation de la pression après un temps de simulation de 10 ans, alors que pour le cas 1, la pression continue à augmenter. Pour ce cas-ci, on atteint un état stationnaire à un temps de simulation de 10 ans.

La figure 4.31 montre une augmentation du degré de saturation en fonction du temps dans le roc et les stériles. On peut noter une accumulation de l'eau à la base de la fosse.

Les figures 4.32 et 4.33 montrent l'évolution de la pression et du degré de saturation en fonction du temps à trois endroits de la fosse : point 1 ( $x = 40$  m,  $y = 200$  m), point 2 ( $x = 40$  m,  $y = 220$  m) et point 3 ( $x = 40$  m,  $y = 240$  m). La figure 4.32 montre une augmentation des pressions (diminution des suctions) en fonction du temps pour ces points jusqu'à atteindre un plateau, alors que la figure 4.33 montre une augmentation des degrés de saturation pour atteindre ensuite un plateau.

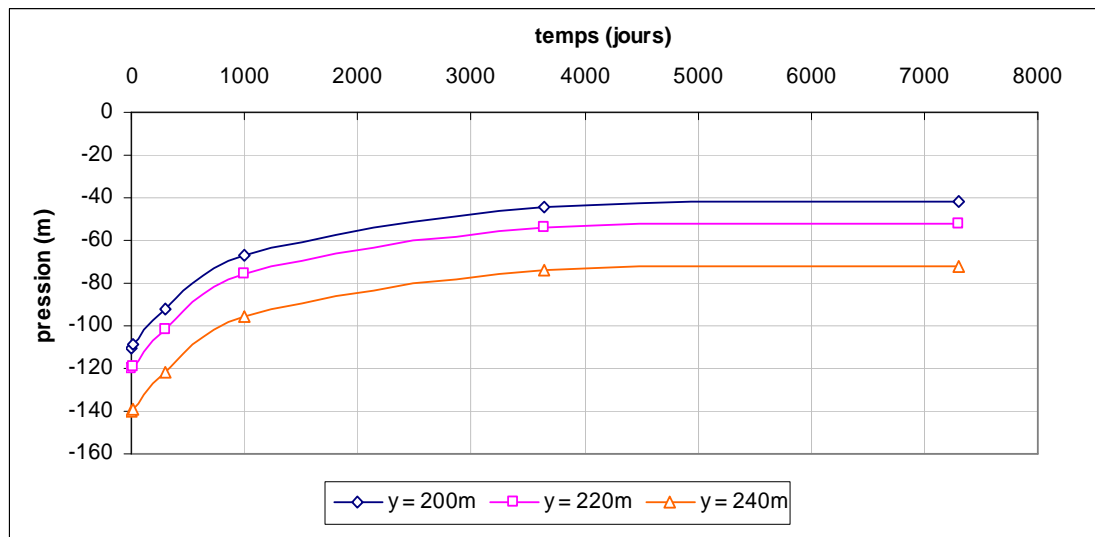


Figure 4.32 Variation de la pression en fonction du temps à trois endroits de la fosse, cas 6 ( $x = 40$  m).

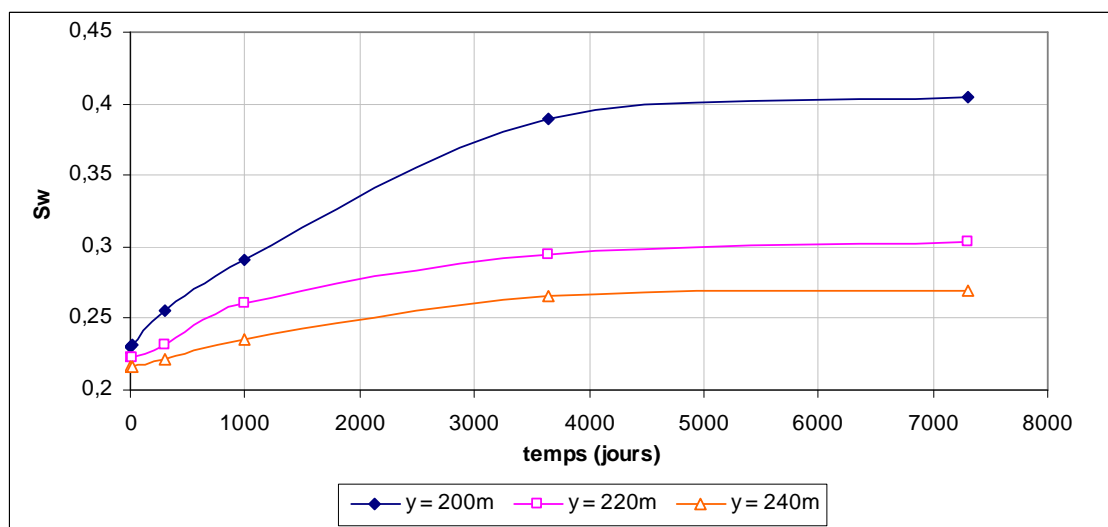


Figure 4.33 Variation du degré de saturation en fonction du temps à trois endroits de la fosse, cas 6 ( $x = 40$  m).

L'évolution des isocontours de la concentration en fonction du temps pour le cas 6 est montrée sur la figure 4.34. Cette figure montre une migration importante de contaminants en profondeur. Après un temps de 20 ans, tout le massif rocheux en dessous de la base de la fosse est contaminé. La migration latérale est faible étant donné que la frontière droite est imperméable.

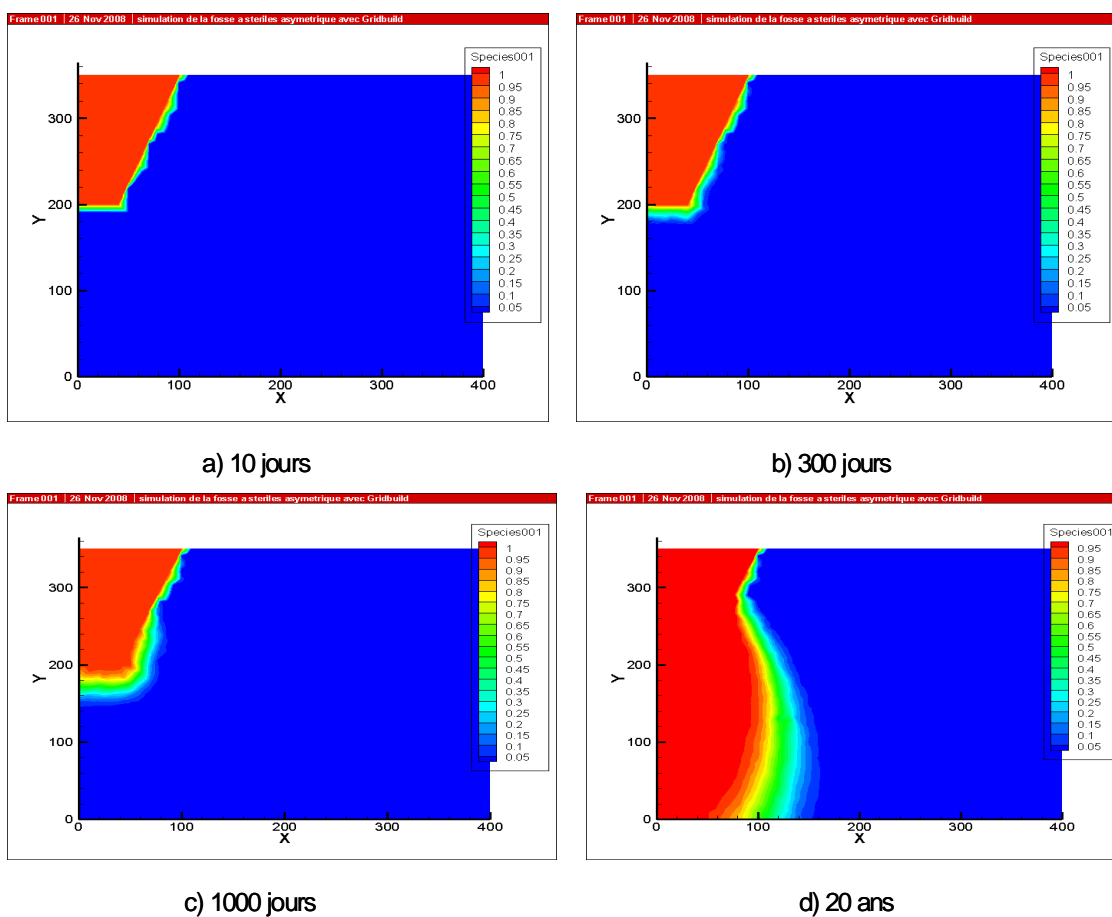


Figure 4.34 Isocontours de la concentration en fonction du temps, cas 6.

Une comparaison des valeurs de la concentration en fonction du temps au point ( $x = 40$  m,  $y = 150$  m) pour les deux positions initiales de la nappe est montrée sur la figure 4.35. Cette figure montre que les concentrations à ce point sont plus élevées pour une position initiale de la nappe plus profonde. Le gradient hydraulique est plus important lorsque la nappe est profonde ce qui fait augmenter plus rapidement les concentrations en profondeur car le transport de contaminants par advection prédomine.

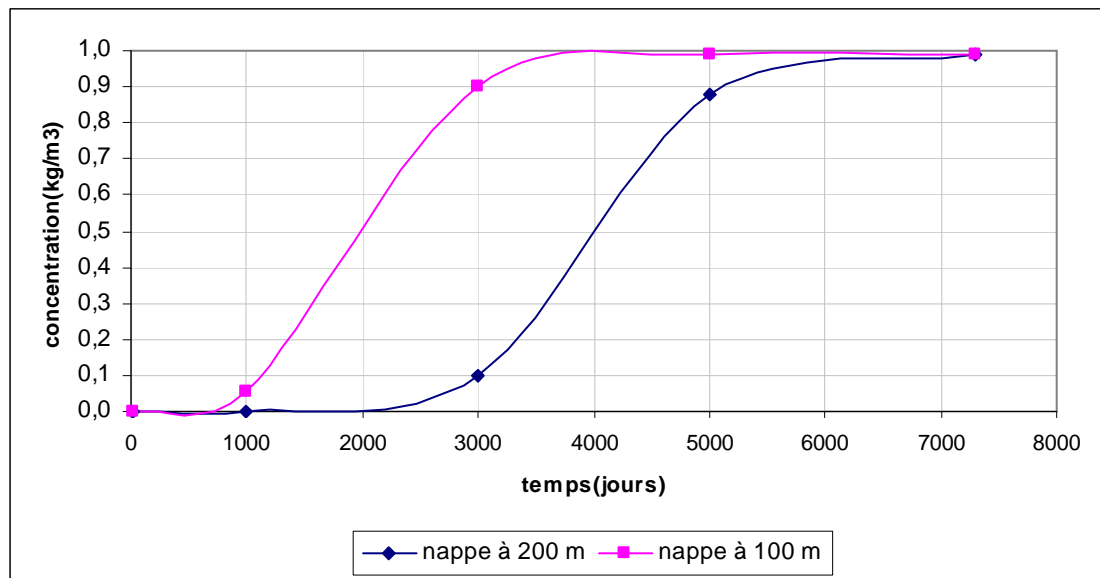


Figure 4.35 Comparaison des valeurs de la concentration en fonction du temps au point ( $x = 40$  m,  $y = 150$  m), fosse axisymétrique remplie de stériles miniers.

#### 4.2.3.2 Cas 7 : Massif rocheux avec fractures orthogonales

Un réseau de fractures orthogonales a été ajouté au massif rocheux. Les fractures ont ouverture de 0.3 mm. Les mêmes conditions initiales et aux limites que pour le cas 6 ont été imposées.

L'évolution des isocontours de la charge hydraulique en fonction du temps est montrée sur la figure 4.36. Cette figure montre une augmentation moins importante de la charge hydraulique en fonction du temps par rapport au cas 6 sans fractures.

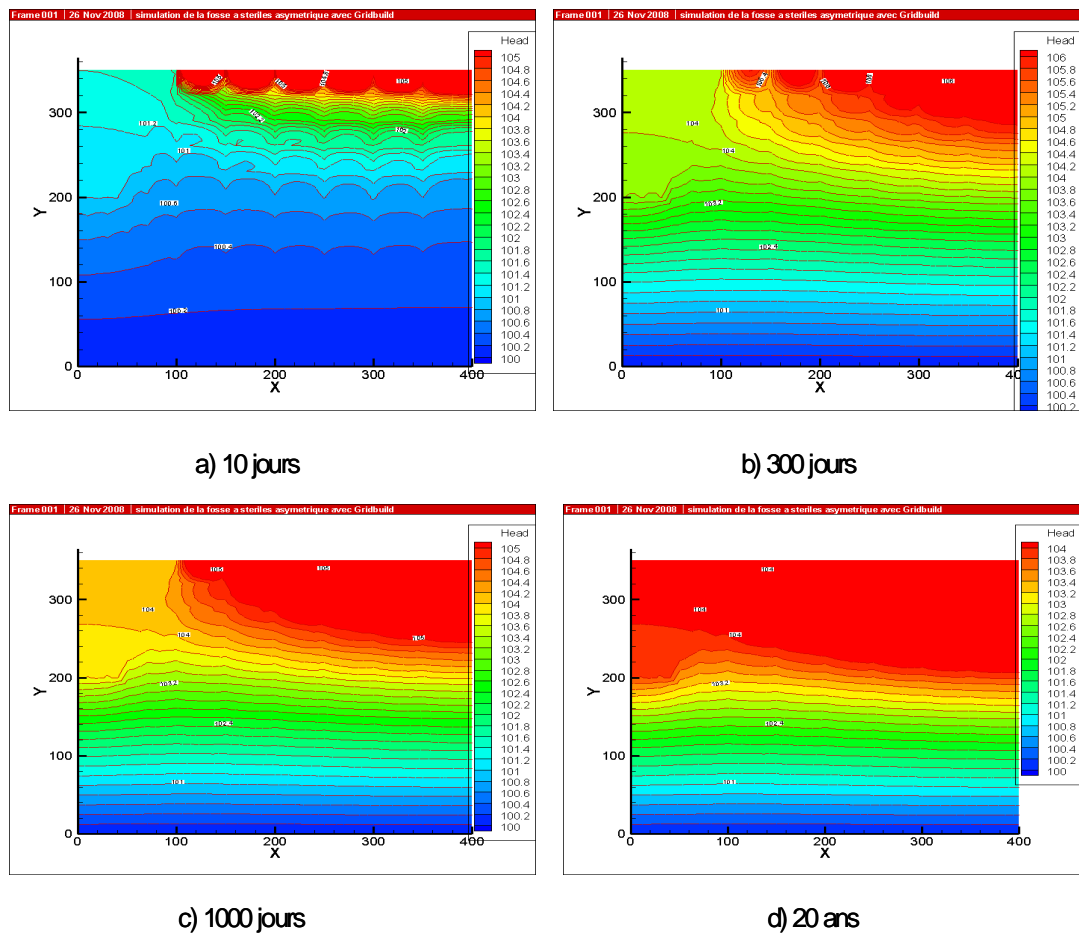


Figure 4.36 Distribution de la charge hydraulique en fonction du temps, cas 7.

Les figures 4.37 et 4.38 montrent la variation de la pression et du degré de saturation en fonction de la hauteur et du temps le long de l'axe vertical situé à  $x = 40$  m.

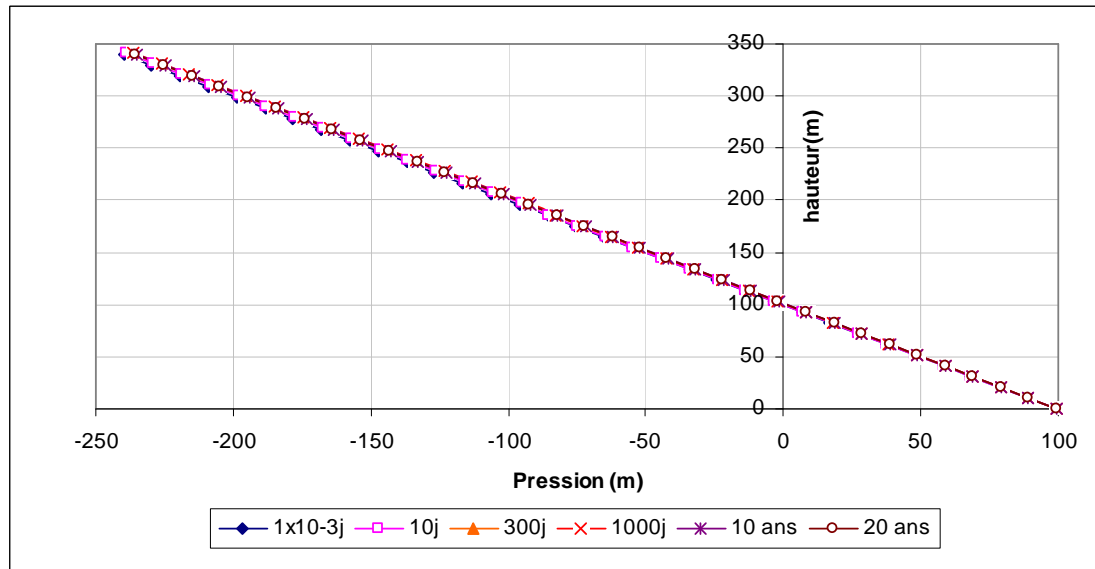


Figure 4.37 Variation de la pression en fonction de la hauteur et du temps le long de l'axe passant par  $x = 0$  m, cas 7 ( $x = 40$  m).

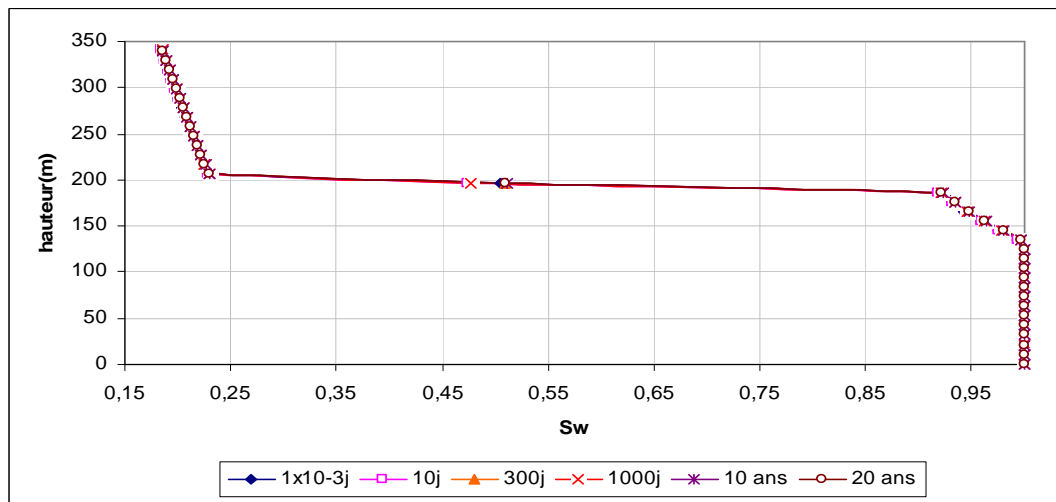


Figure 4.38 Variation du degré de saturation en fonction de la hauteur et du temps le long de l'axe passant par  $x = 0$  m, cas 7 ( $x = 40$  m).



Les figures 4.37 et 4.38 montrent une variation très limitée dans le temps de la pression et du degré de saturation, aussi bien dans le massif rocheux que dans les stériles à cause de la présence des fractures orthogonales. La figure 4.39 montre la faible augmentation des pressions au début des simulations pour atteindre un plateau rapidement et demeurer constantes. La figure 4.40 montre une petite augmentation du degré de saturation avant de devenir constante.

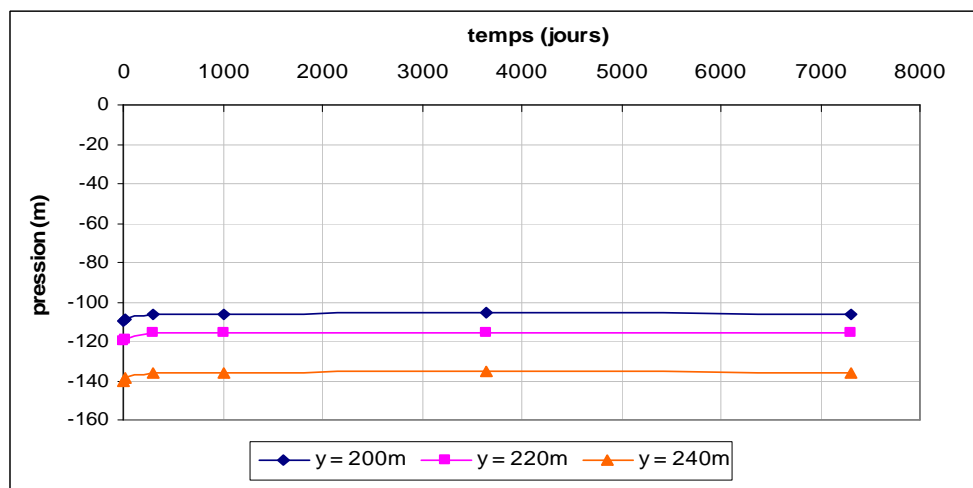


Figure 4.39 Variation des pressions à 3 endroits de la fosse, cas 7 ( $x = 40$  m).

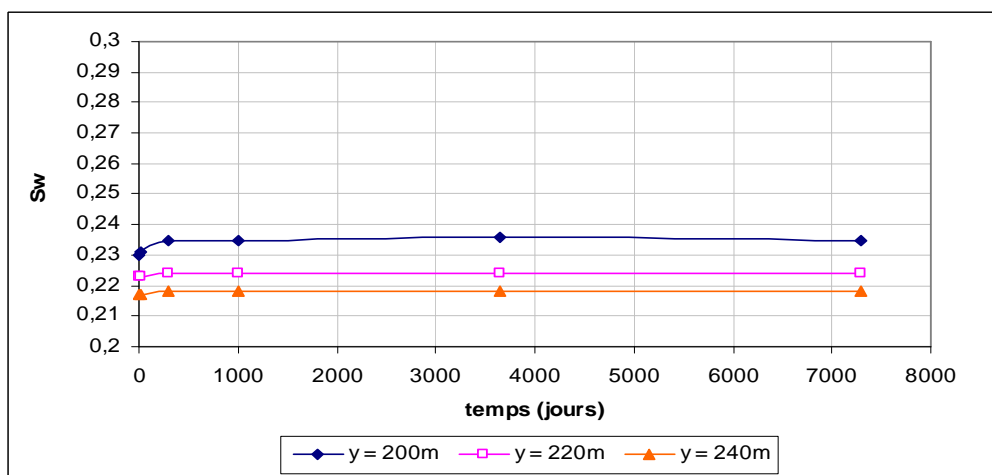


Figure 4.40 Variation des degrés de saturation à 3 endroits de la fosse, cas 7 ( $x = 40$  m).

La figure 4.41 montre l'évolution des isocontours de la concentration en fonction du temps. On peut noter que les contaminants commencent à migrer à travers les fractures verticales ce qui donne une migration importante de contaminants en profondeur, puis une migration à travers le réseau de fractures orthogonales. La migration latérale demeure faible à cause de la frontière verticale imperméable.

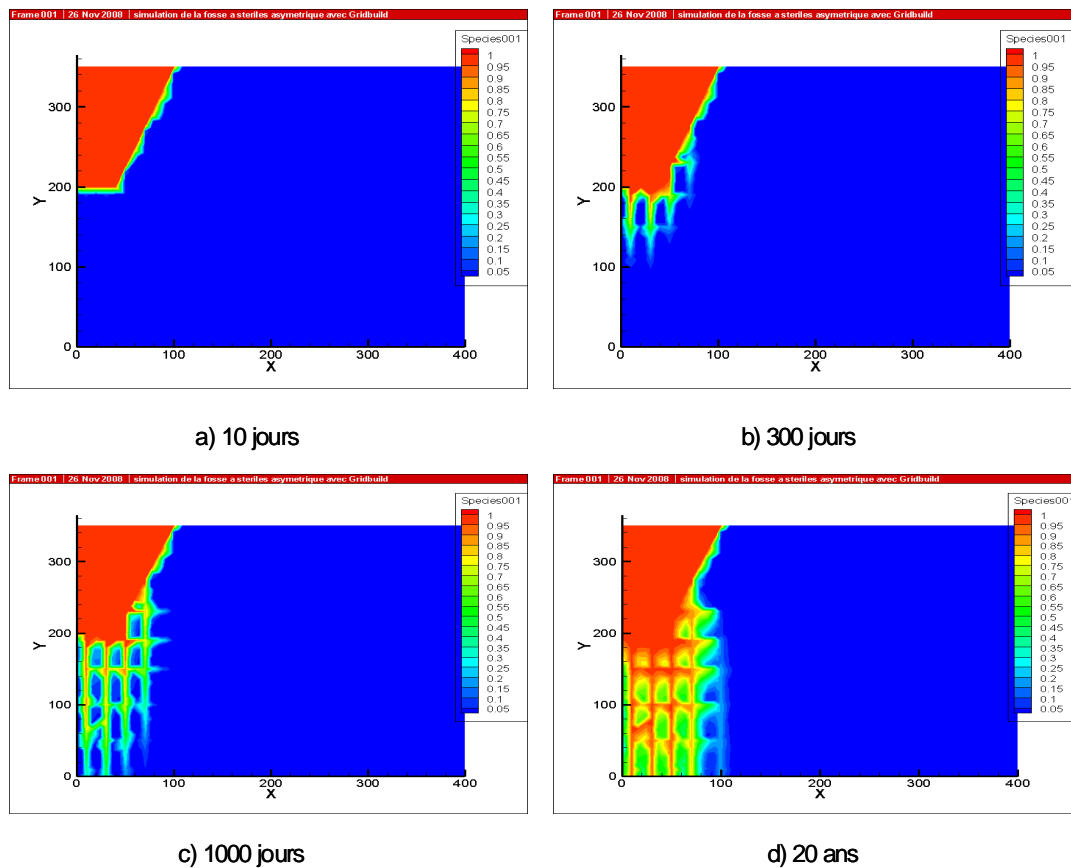


Figure 4.41 Isocontours de la concentration en fonction du temps, cas 7.

#### 4.2.4 Série 4 : Flux de précipitation variable sur 2 ans

Ici, un flux de précipitations variable a été imposé en surface, en utilisant les données pluviométriques réelles de la station Latulipe (située au nord du Québec). Une période de 1 jour de pluie suivie de deux jours sans pluie a été adoptée pour chaque mois de l'année en alternance sur une période de deux ans (figure 4.42, voir Cifuentes, 2006).

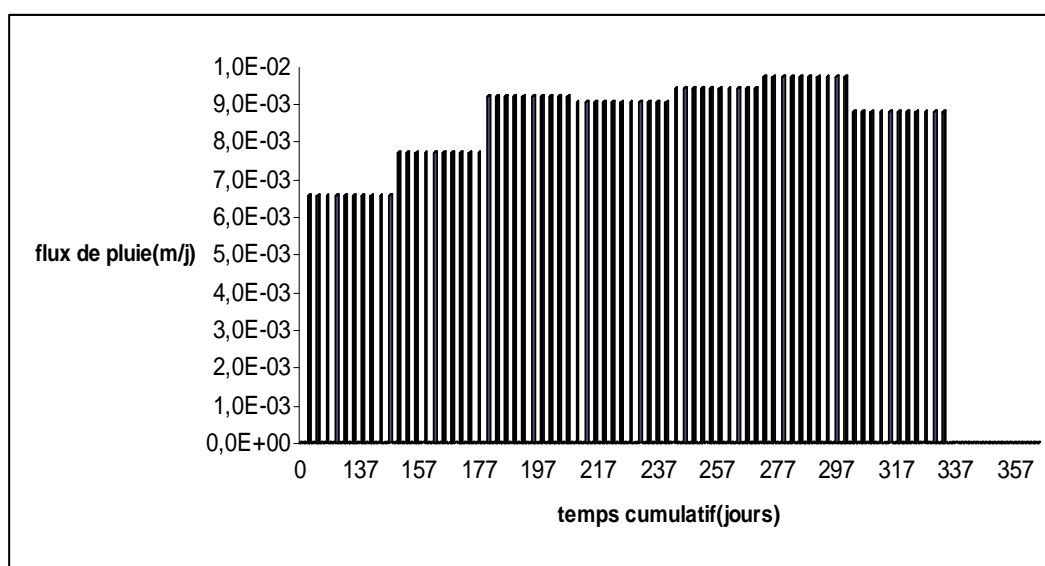


Figure 4.42 Distribution des flux de pluie, données de la station Latulipe (tirée de Cifuentes, 2006).

Précisons que ces valeurs représentent des précipitations et non des infiltrations. Le tableau 4.5 présente la répartition des flux moyens de pluie pour chaque mois de l'année. D'après ce tableau, la première pluie commence au jour 120 (de l'année), atteint un maximum au jour 210 et la dernière pluie survient au jour 334. Comme condition aux limites, une pression variable selon la hauteur, entre 0 et - 150 m a été fixée initialement pour y variant entre 0 et 350 m. Le toit de la nappe est situé à l'élévation  $y = 0$ . La frontière droite est imperméable alors que la base est perméable.

Tableau 4.5 Flux pluviométriques moyens, station Latulipe

Temps (jours)	Flux de pluie moyen (m/j)
0	0
60	0
89	0
120	$6.58 \times 10^{-3}$
150	$7.72 \times 10^{-3}$
180	$9.2 \times 10^{-3}$
210	$9.05 \times 10^{-3}$
240	$9.41 \times 10^{-3}$
270	$9.72 \times 10^{-3}$
300	$8.79 \times 10^{-3}$
334	0
365	0

Deux cas sont présentés ici : un premier cas avec un massif rocheux homogène (non fracturé, cas 8) et un deuxième cas avec un réseau de fractures orthogonales (cas 9).

#### 4.2.4.1 Cas 8 : Massif rocheux homogène

L'évolution des isocontours de la charge hydraulique aux temps  $1 \times 10^{-3}$  jours, 10 jours, 333 jours et 2 ans est montrée sur la figure 4.43.

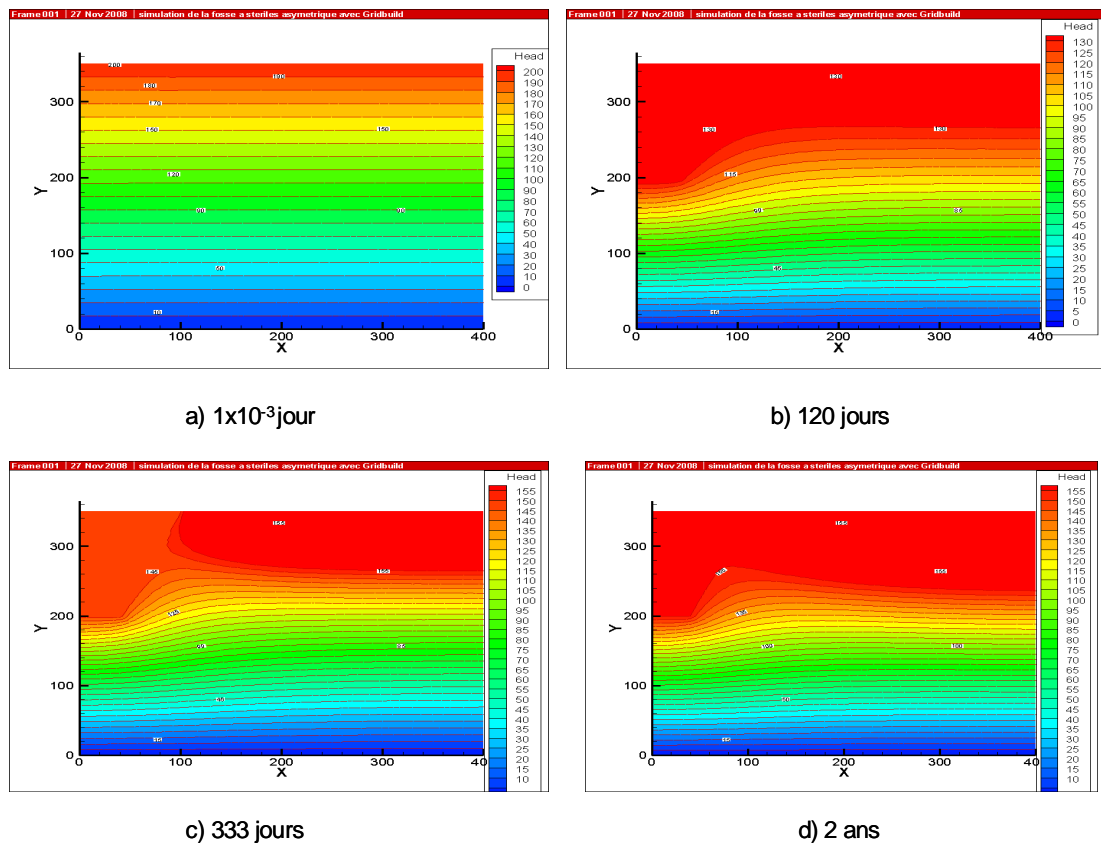


Figure 4.43 Distribution des charges hydrauliques en fonction du temps, cas 8.

Initialement, et comme le montre la figure 4.43, les charges hydrauliques varient entre 0 et 200 m et ont une répartition linéaire, parallèles à l'axe des x, ce qui donne un écoulement principalement vertical. Le système se désature pour un temps inférieur à 120 jours, parce que l'infiltration n'a pas encore commencée, ce qui diminue les charges hydrauliques. Ces charges augmentent au jour 120 de l'année et au jour 273 où le maximum de flux de précipitation est atteint. Au temps  $t = 2$  ans, le système se désature de nouveau car la dernière période pluvieuse est atteinte.

Les figures 4.44 et 4.45 montrent la variation de la pression et du degré de saturation en fonction de la hauteur et du temps le long de l'axe vertical situé à  $x = 40$  m. Initialement, la pression varie linéairement entre 0 et -150 m en fonction de la hauteur. En fonction du temps, il y a une variation des pressions par rapport à l'état initial. Les valeurs augmentent dans le massif rocheux (surtout à l'interface avec la fosse) et elles diminuent dans la fosse.

La figure 4.45 montre que le massif rocheux reste à un degré de saturation élevé (entre 90 et 100 %), alors que les stériles sont à un degré de saturation proche de leur valeur résiduelle. Il y a une petite variation des teneurs en eau, surtout à la base de la fosse, ce qui laisse supposer une accumulation de l'eau à cet endroit là.

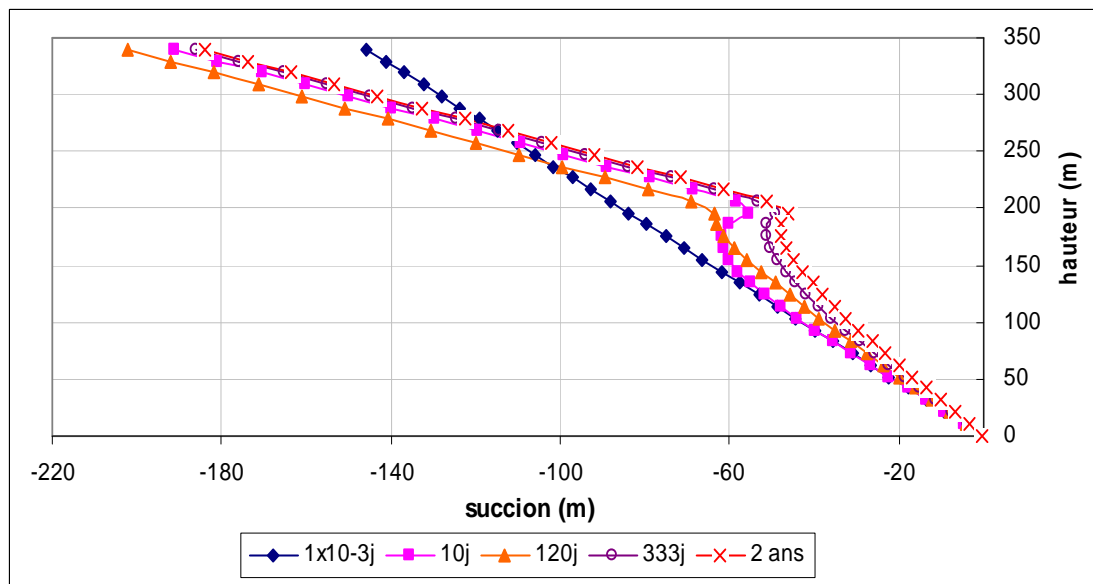


Figure 4.44 Variation de la pression à  $x = 40$  m, fosse axisymétrique remplie de stériles miniers, cas 8.

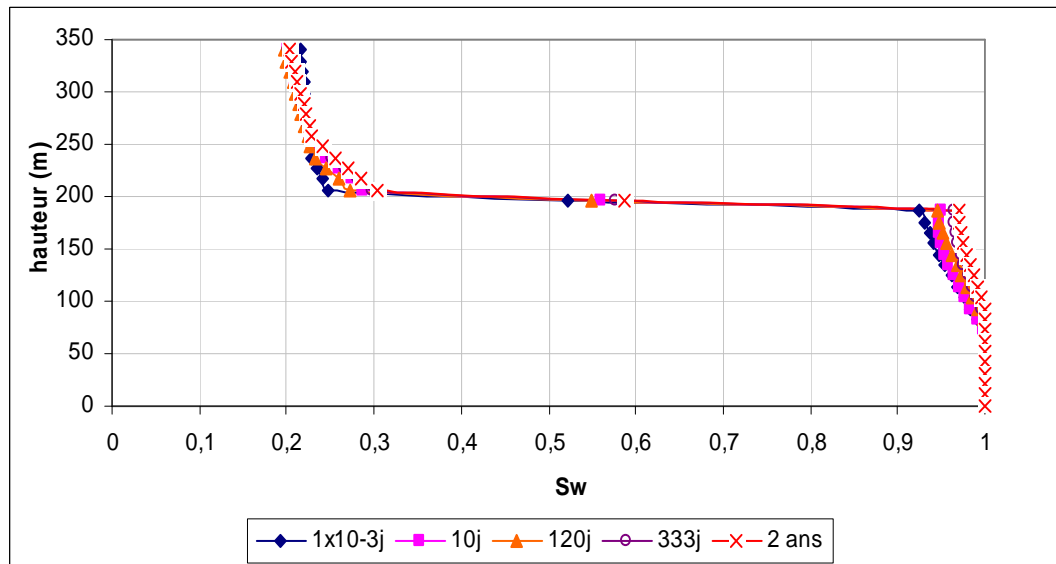


Figure 4.45 Variation du degré de saturation à  $x = 40$  m, fosse axisymétrique remplie de stériles miniers, cas 8.

L'évolution des isocontours de la concentration en fonction du temps est montrée sur la figure 4.46. Cette figure montre que la concentration reste égale à l'unité à l'intérieur de la fosse (condition initiale imposée). Il y a une augmentation de la concentration en fonction du temps et une migration de contaminants en profondeur. Avant le début de l'infiltration (au temps 120 jours), on peut noter une faible migration. Suite à l'infiltration de l'eau, la migration en profondeur devient plus importante.

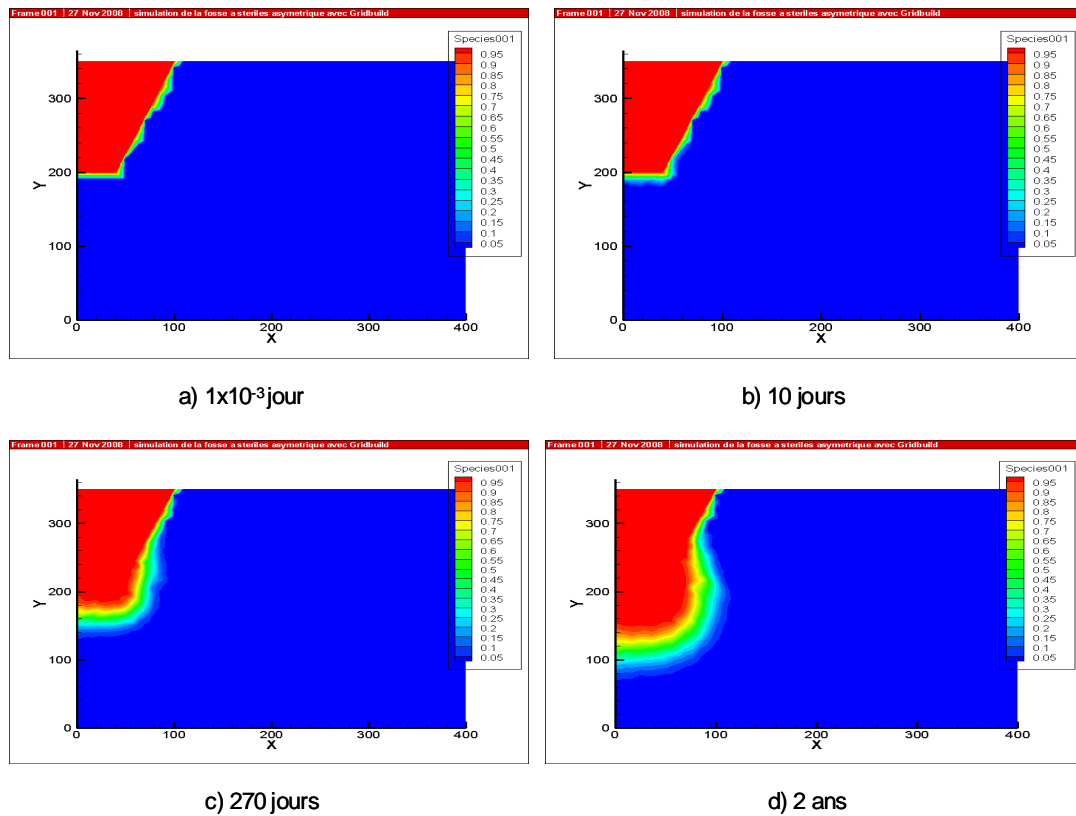


Figure 4.46 Isocontours de concentration en fonction du temps, fosse axisymétrique remplie de stériles miniers, cas 8.

La figure 4.47 montre la variation de la concentration en fonction du temps au point ( $x = 40$  m,  $y = 150$  m). Cette figure montre une concentration très faible ou nulle avant le début de l'infiltration. Ensuite, il y a une augmentation de la concentration jusqu'à atteindre un maximum de  $0.99 \text{ kg/m}^3$  après 5 ans (1825 jours) et elle reste constante par la suite.



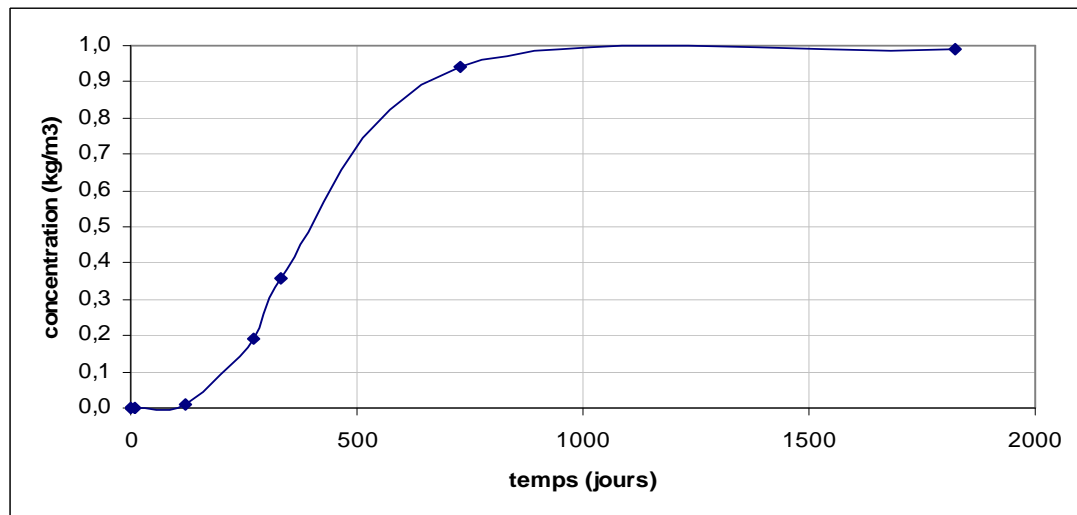


Figure 4.47 Évolution de la concentration au point ( $x = 40$  m,  $y = 150$  m), cas 8.

#### 4.2.4.2 Cas 9 : massif rocheux avec fractures orthogonales

Un réseau de fractures orthogonales est inclus dans le massif rocheux. Les fractures ont une ouverture de 0.3 mm. Les mêmes conditions initiales et aux limites que le cas 8 sont utilisées ici. L'évolution obtenue des isocontours de la charge hydraulique en fonction du temps est montrée sur la figure 4.48.

La figure 4.48 montre que la répartition initiale de charges hydrauliques est homogène avec des isocontours parallèles à l'axe des  $x$  et qui varient entre 0 et 200 m. Par rapport au cas 8, il y a une nette diminution des valeurs de la charge hydraulique sous l'effet de la grande conductivité hydraulique des fractures.

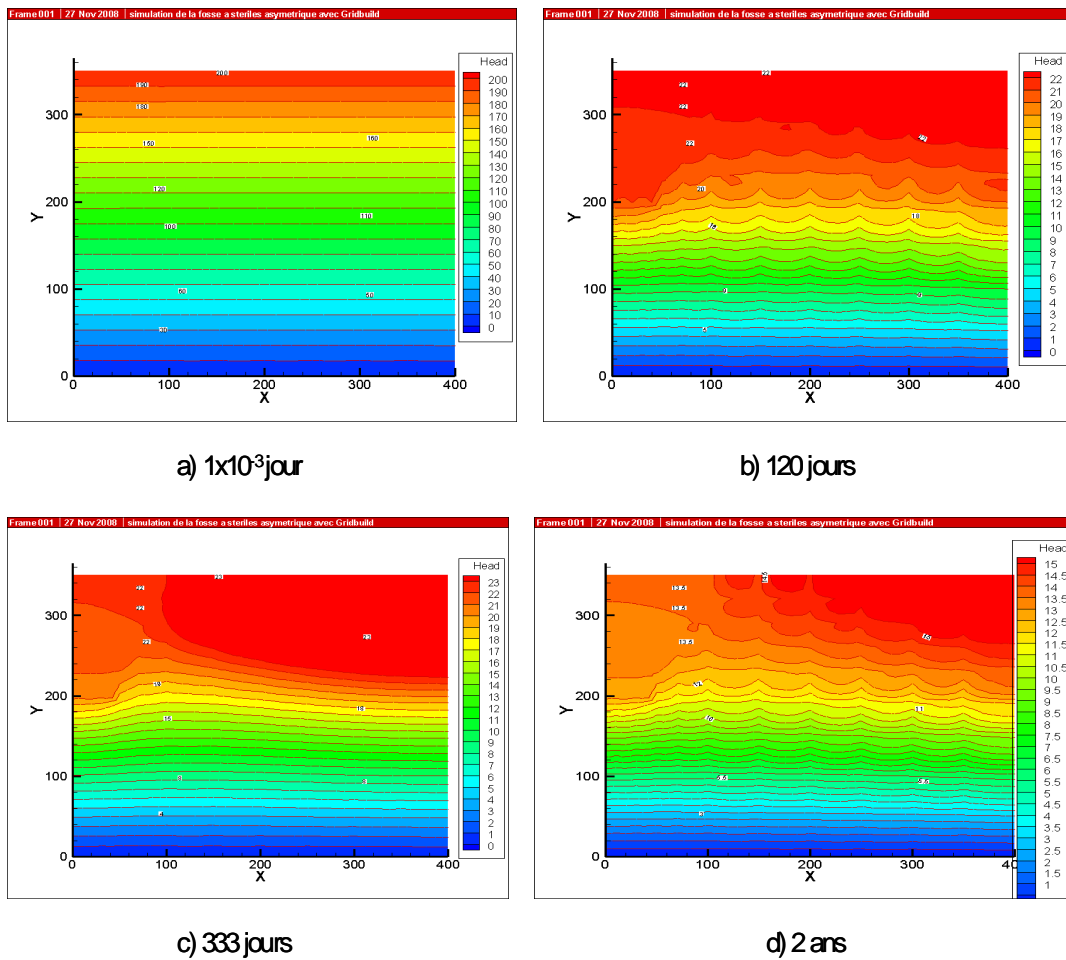


Figure 4.48 Distribution de charge hydraulique en fonction du temps, cas 9.

Les variations de la pression et du degré de saturation en fonction du temps et de la hauteur le long de l'axe vertical situé à  $x = 40$  sont montrées sur les figures 4.49 et 4.50. La figure 4.49 montre une diminution de la pression en fonction du temps dans tout le système. À partir de 333 jours, le système approche de l'état hydrostatique.

La figure 4.50 montre une certaine désaturation dans le massif rocheux et dans les stériles. Le degré de saturation dans le massif rocheux varie ici entre 78 % et 100 %, alors qu'il varie entre 90 % et 100 % pour le cas 8. Le degré de saturation dans les stériles miniers atteint une valeur de 15 % après 2 ans. Donc, l'introduction des fractures entraîne une diminution des teneurs en eau dans le massif et la fosse.

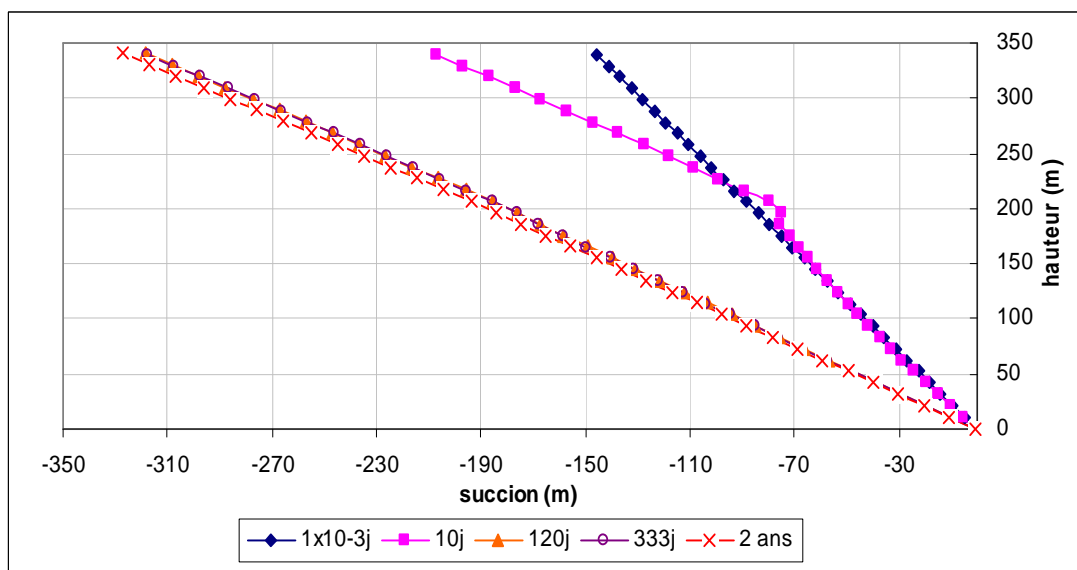


Figure 4.49 Variation de la pression le long de l'axe vertical situé à  $x = 40$  m, cas 9.

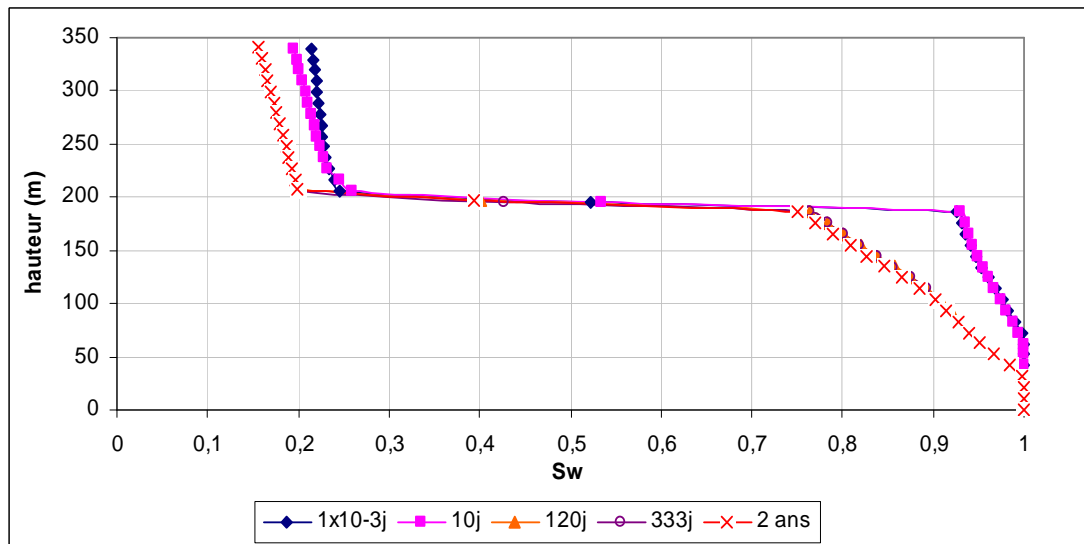


Figure 4.50 Variation du degré de saturation le long de l'axe vertical situé à  $x = 40$  m, cas 9.

L'évolution des isocontours de concentration en fonction du temps est montrée sur la figure 4.51. L'effet du réseau de fractures sur la migration de contaminants est mis en évidence sur la figure 4.51. Comme on pouvait s'y attendre, les contaminants migrent plus rapidement à travers le réseau des fractures. Comme la frontière verticale située à  $x = 400$  m est imperméable, la migration latérale le long des fractures horizontales est limitée.

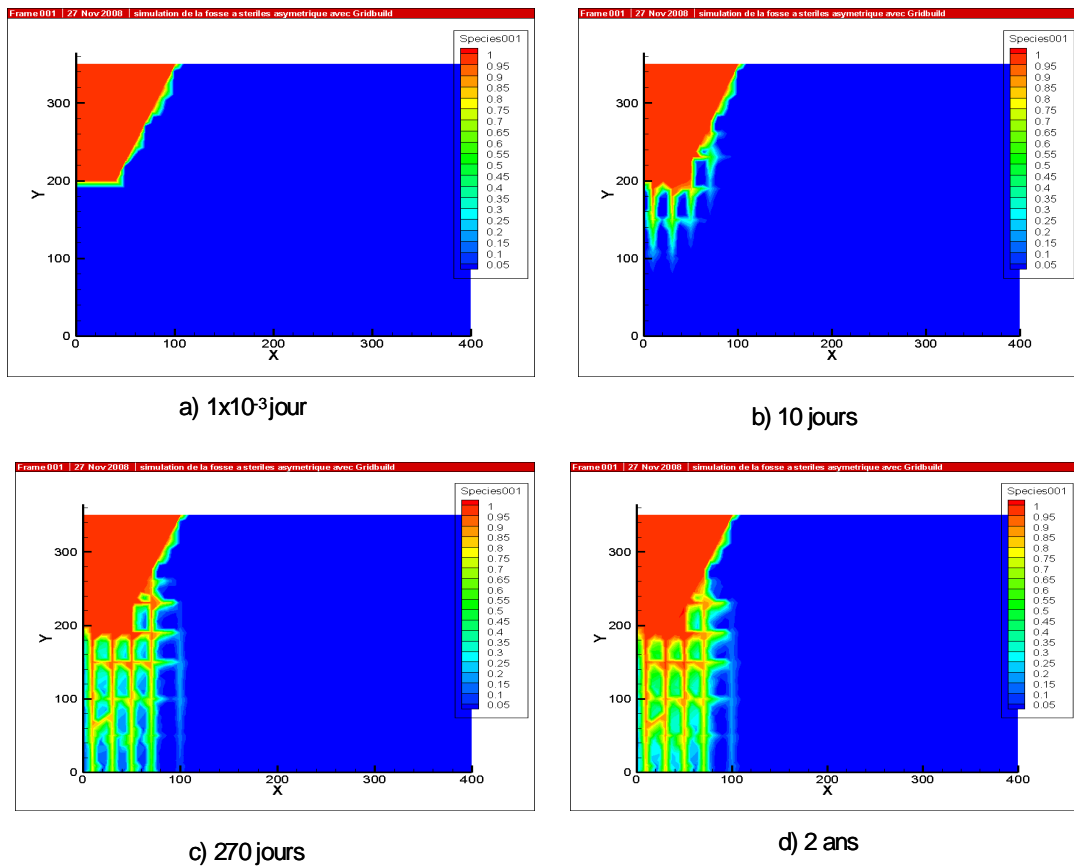


Figure 4.51 Isocontours de la concentration en fonction du temps, cas 9.

La figure 4.52 permet de comparer les concentrations en fonction du temps au point ( $x = 40$  m,  $y = 150$  m) pour les cas 8 et 9. Cette figure montre que les concentrations sont plus élevées au point d'échantillonnage en présence des fractures orthogonales.

Dans le cas 9, les concentrations atteignent des valeurs de  $0.68 \text{ kg/m}^3$  au temps 120 jours jusqu'à atteindre un maximum de  $0.98 \text{ kg/m}^3$  au temps 333 jours pour ensuite rester constante.

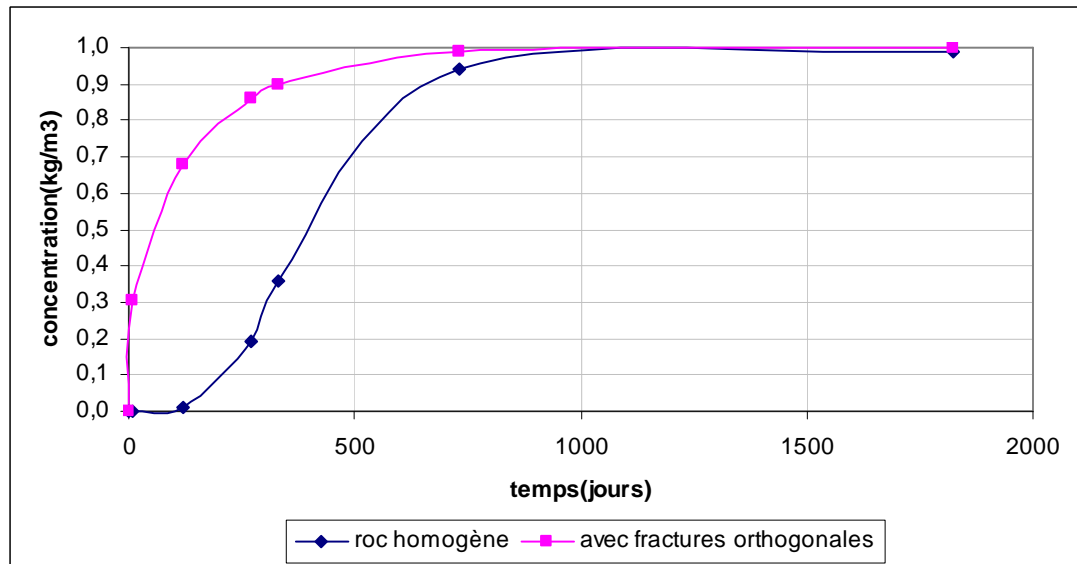


Figure 4.52 Comparaison des valeurs de la concentration au point ( $x = 40$  m,  $y = 150$  m), cas 8 et 9.

Dans la suite, des simulations avec des conditions aux frontières imposées plus ou moins réalistes sont présentées. Ces simulations sont néanmoins intéressantes car elles permettent d'étudier le comportement du système sous des conditions aux limites qui mettent en lumière certaines tendances particulières.

#### 4.2.5 Série 5 : Flux de précipitation fixe pendant 10 jours

Un flux de précipitation de  $2.6 \times 10^{-8}$  m/s (2.24 mm/jour) a été imposé en surface pendant 10 jours suivis d'une période sans pluie ce qui représente un climat très aride. Une pression variable entre 0 et - 50 m a été fixée pour  $y$  variant entre 0 et 350 m. La base est perméable avec une charge fixée à 0 m, alors que la frontière verticale droite est imperméable. Deux cas sont présentés : un cas avec un massif rocheux homogène (cas 10) et un cas avec un réseau de fractures orthogonales (cas 11).

#### 4.2.5.1 Cas 10 : Massif rocheux homogène (non fracturé)

L'évolution des isocontours de la charge hydraulique en fonction du temps pour ce cas est montrée sur la figure 4.53. Cette figure montre qu'initialement les charges hydrauliques varient linéairement et sont parallèles à l'axe des x, ce qui donne un écoulement essentiellement vertical. En fonction du temps et sous l'effet de l'infiltration de l'eau, il y a une certaine diminution des charges hydrauliques.

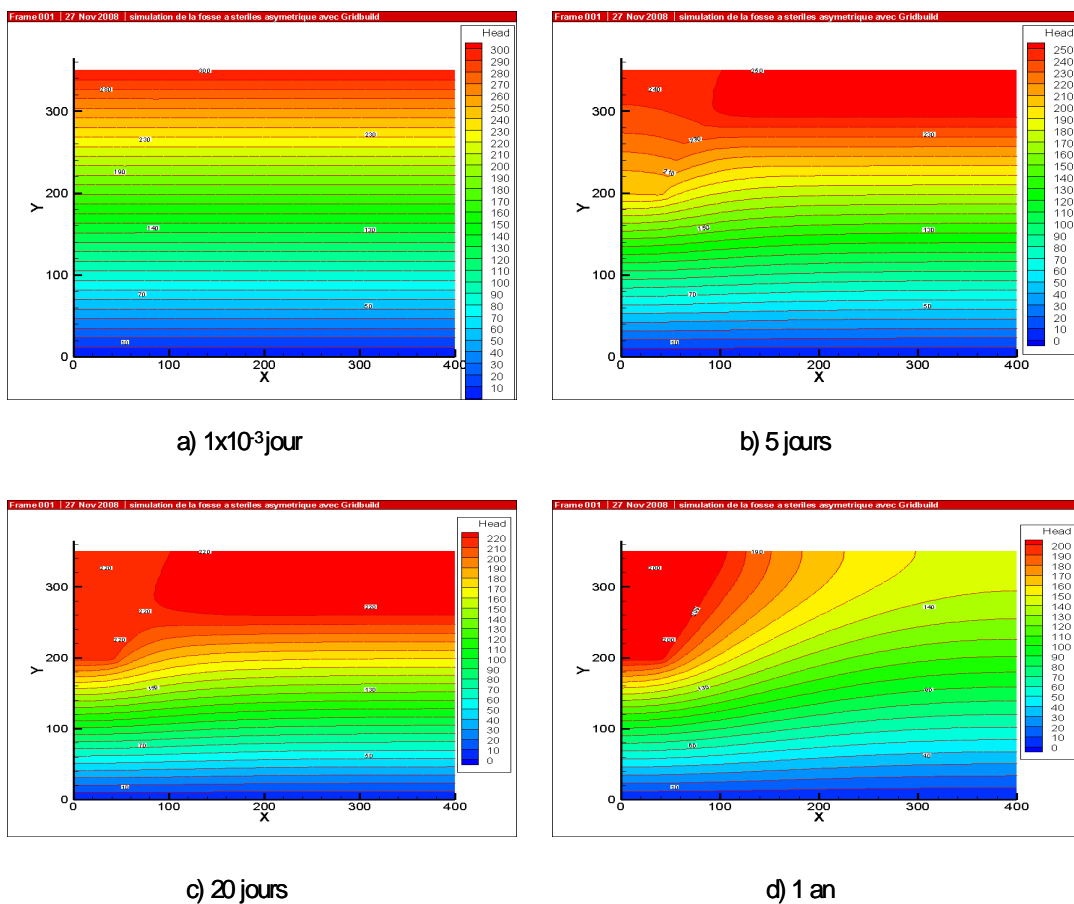


Figure 4.53 Distribution des charges hydrauliques en fonction du temps, cas 10.

Les variations de la pression et du degré de saturation en fonction de la hauteur et du temps le long de l'axe vertical situé à  $x = 40$  m sont montrées sur les figures 4.54 et 4.55. La figure 4.54 montre qu'initialement la pression varie linéairement entre 0 et -50 m en fonction de la hauteur. Il y a une augmentation de la pression en fonction du temps dans le massif rocheux, surtout à l'interface avec la fosse. Par contre, la pression diminue dans la fosse plus près de la surface. Après l'arrêt de la pluie, à partir d'un temps de 10 jours, il y a une tendance vers l'état hydrostatique dans les stériles, alors que le massif se charge en eau (pressions continuent à augmenter).

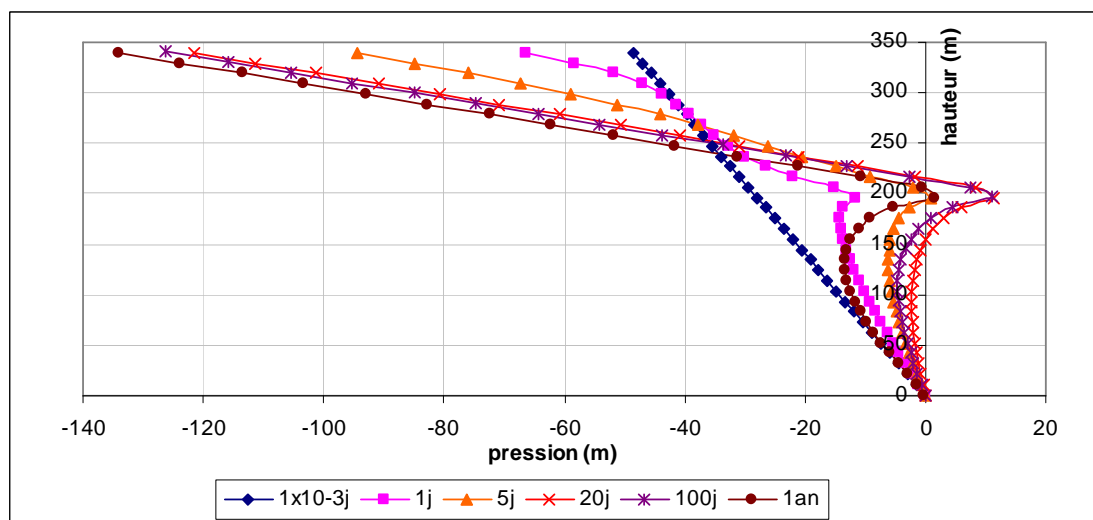


Figure 4.54 Variation de la pression le long de l'axe vertical situé à  $x = 40$  m, cas 10.

La figure 4.55 montre que le roc est initialement saturé, alors que le degré de saturation dans les stériles miniers varie entre 30 % et 40 %. En fonction du temps, il y a une augmentation des teneurs en eau proche de l'interface du massif rocheux et la fosse. Par contre, il y a une diminution du degré de saturation dans la partie supérieure de la fosse.



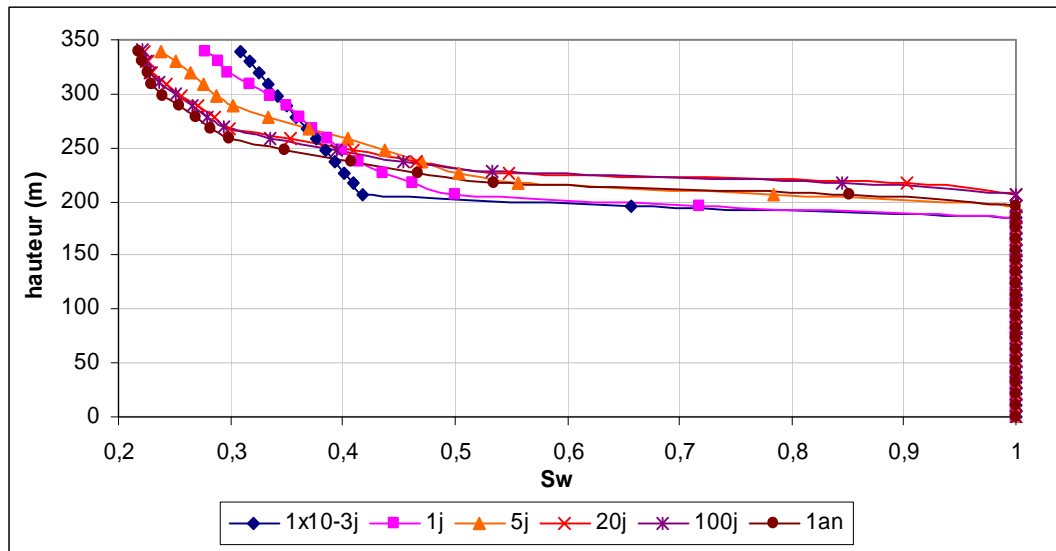


Figure 4.55 Variation du degré de saturation le long de l'axe vertical situé à  $x = 40$  m, cas 10.

Les variations de la pression et du degré de saturation en fonction du temps à trois endroits de la fosse à  $x = 40$  m et de coordonnées  $y = 200$  m,  $220$  m et  $240$  m sont montrées sur les figures 4.56 et 4.57. La figure 4.56 montre au début une augmentation des pressions en fonction du temps à tous les points, puis une diminution après que la pluie cesse. Le bas de la fosse demeure à un degré de saturation plus élevé que les autres points (figure 4.56) et atteint ensuite la saturation.

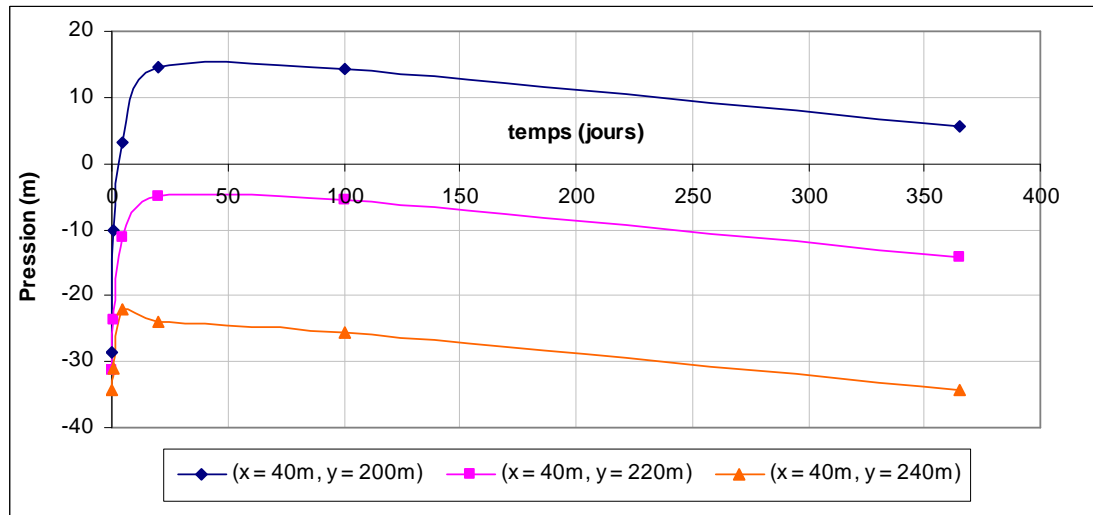


Figure 4.56 Variation de la pression à trois endroits de la fosse, cas 10 ( $x = 40$  m).

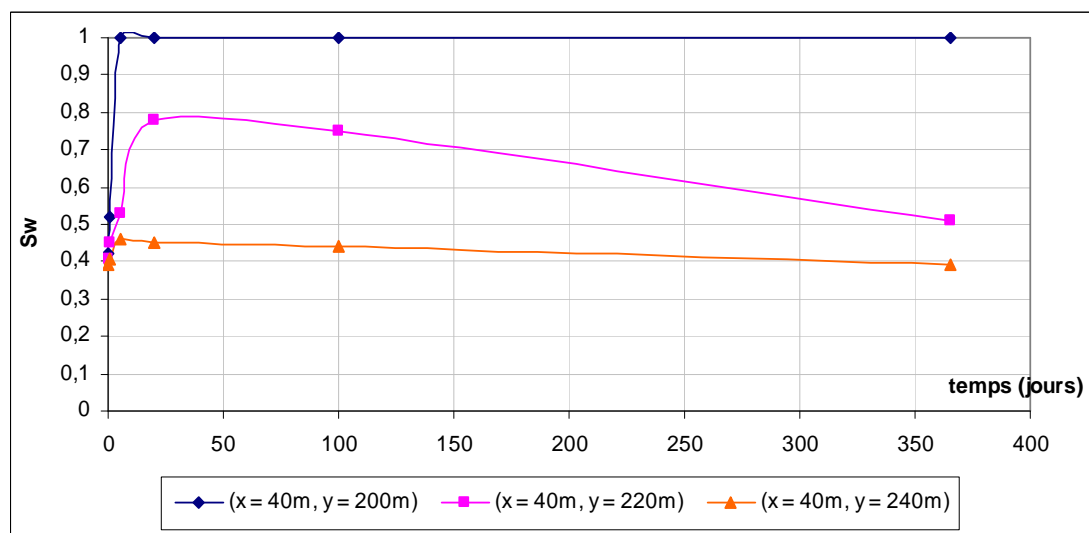


Figure 4.57 Variation du degré de saturation à trois endroits de la fosse, cas 10 ( $x = 40$  m).

L'évolution des isocontours de la concentration en fonction du temps est montrée sur la figure 4.58. Cette figure montre une faible migration de contaminants au début de la simulation, puis elle devient plus marquée. La migration est plus importante en profondeur que latéralement. Au temps  $t = 1$  an, on note une faible migration latérale (vers la droite) de contaminants même si la frontière verticale est imperméable.

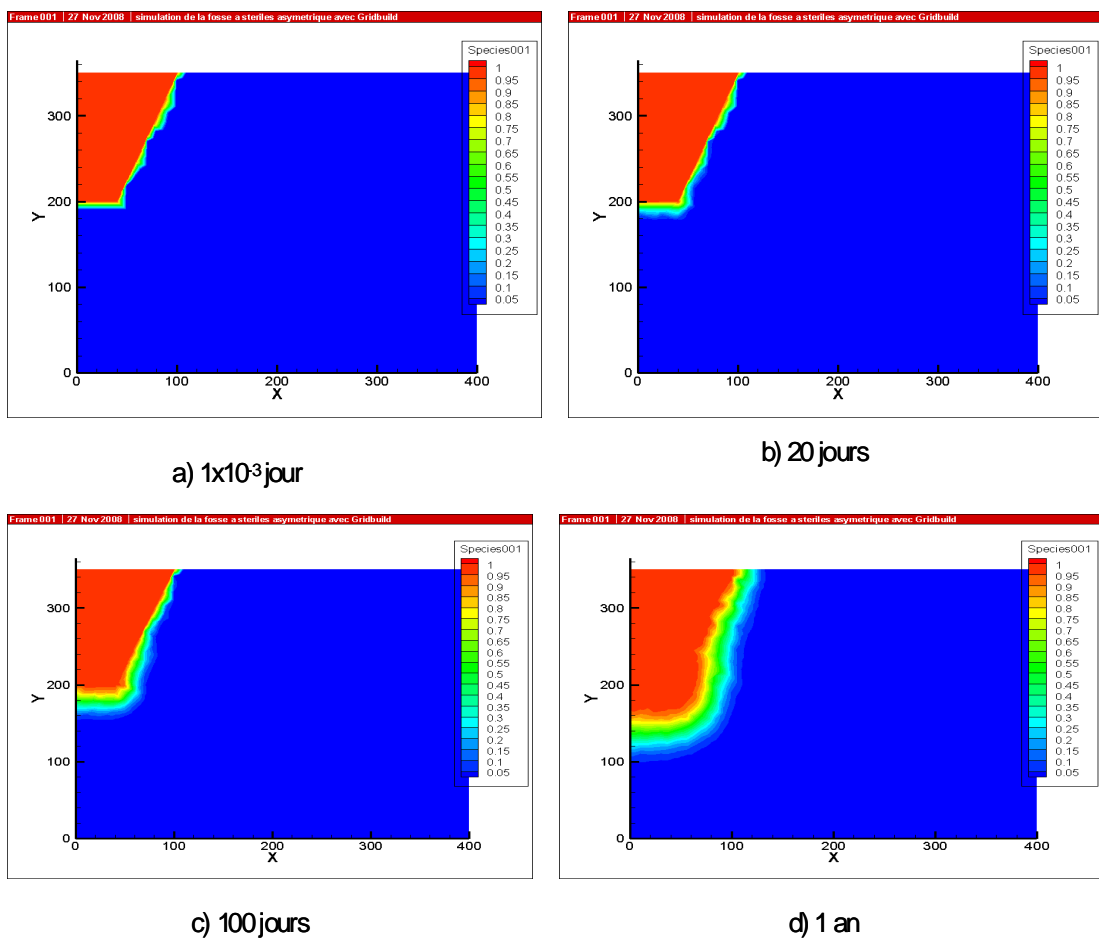


Figure 4.58 Isocontours de concentration en fonction du temps, cas 10.

#### 4.2.5.2 Cas 11 : Massif rocheux avec fractures orthogonales

Un réseau de fractures orthogonales d'une ouverture de 0.3 mm a été ajouté au massif rocheux. Les mêmes conditions initiales et aux limites que pour le cas 10 ont été appliquées ici. L'évolution des isocontours de charge hydraulique en fonction du temps est montrée sur la figure 4.59.

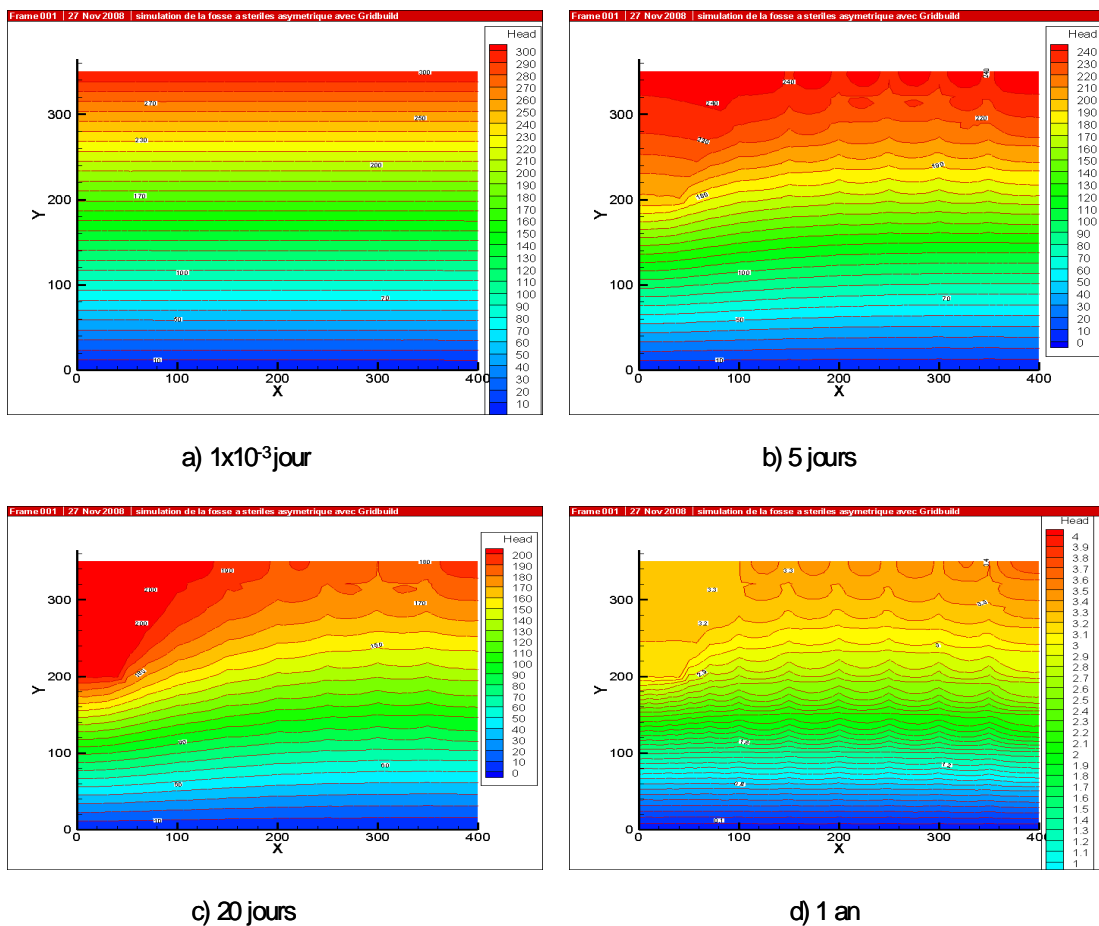


Figure 4.59 Distribution de charge hydraulique en fonction du temps, cas 11.

La figure 4.59 montre qu'initialement les charges varient entre 0 et 300 m (pour une pression imposée entre 0 et - 50 m) et les isocontours sont parallèles à l'axe des x. Il y a une certaine diminution de charges hydrauliques en fonction du temps sous l'effet de l'infiltration de la pluie car l'écoulement se fait surtout à travers le réseau des fractures. Après l'arrêt des précipitations (en comparaison avec le cas 10), le système se désature beaucoup plus ici avec des charges qui varient seulement entre 0 et 4 m après 1 an.

Les variations de la pression et du degré de saturation en fonction de la hauteur et du temps le long de l'axe vertical situé à  $x = 40$  m sont montrées sur les figures 4.60 et 4.61. La figure 4.60 montre une augmentation de la pression dans le massif rocheux, alors qu'elle diminue dans la fosse pour tous les temps de simulation. Après l'arrêt des précipitations, il y a une diminution de la pression à cause d'une désaturation dans tout le système et il y a une tendance vers l'état hydrostatique.

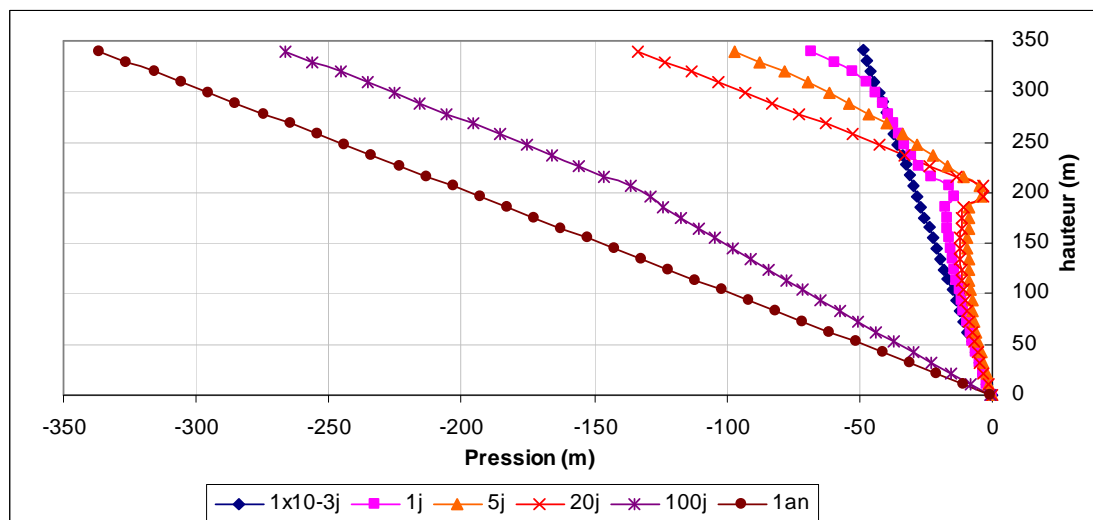


Figure 4.60 Variation de la pression le long de l'axe vertical situé à  $x = 40$  m, cas 11.

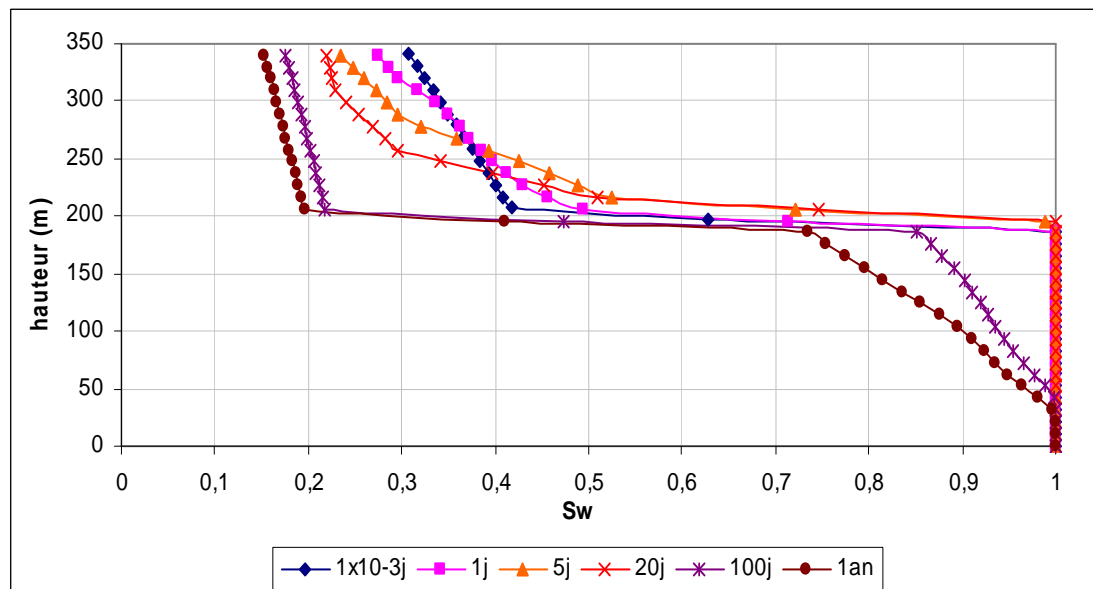


Figure 4.61 Variation du degré de saturation le long de l'axe vertical situé à  $x = 40$  m, cas 11.

La figure 4.61 montre une augmentation des degrés de saturation au début de la simulation, mais il y a une désaturation importante dans le roc et dans la fosse après l'arrêt des précipitations. Le degré de saturation dans le massif rocheux diminue de 100 % à 72 % après 1 an. Celui des stériles miniers diminue de moitié, de 40 % à 20 %.

Les figures 4.62 et 4.63 montrent l'évolution de la pression et du degré de saturation en fonction du temps à trois endroits de la fosse aux coordonnées  $y = 200$  m,  $220$  m et  $240$  m, et de même abscisse  $40$  m. La figure 4.62 montre une augmentation de la pression au début de la simulation, puis une diminution lorsque la pluie cesse. Aussi, et comme le montre la figure 4.63, il y a une augmentation des degrés de saturation dans la fosse au début, mais une diminution pour atteindre la valeur résiduelle à plus long terme.

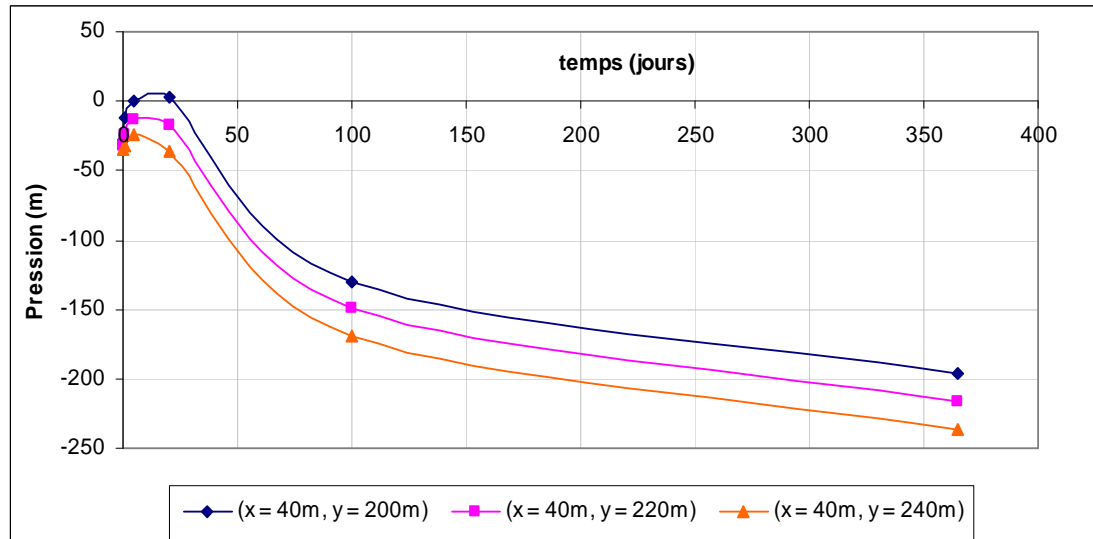


Figure 4.62 Variation de la pression en fonction du temps à trois endroits de la fosse, cas 11.

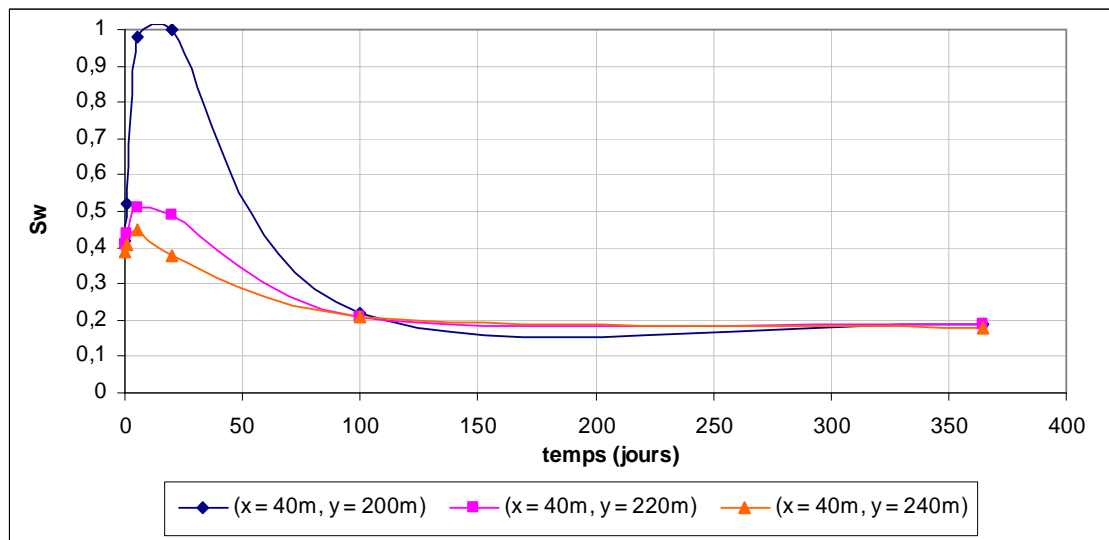


Figure 4.63 Variation du degré de saturation en fonction du temps à trois endroits de la fosse, cas 11.

L'évolution des isocontours de la concentration en fonction du temps est montrée sur la figure 4.64. Cette figure montre une migration rapide de contaminants à travers le réseau de fractures. La migration est plus significative à travers les fractures verticales. Malgré que la frontière verticale soit imperméable, la migration latérale de contaminants n'est pas négligeable due à l'effet des fractures horizontales.

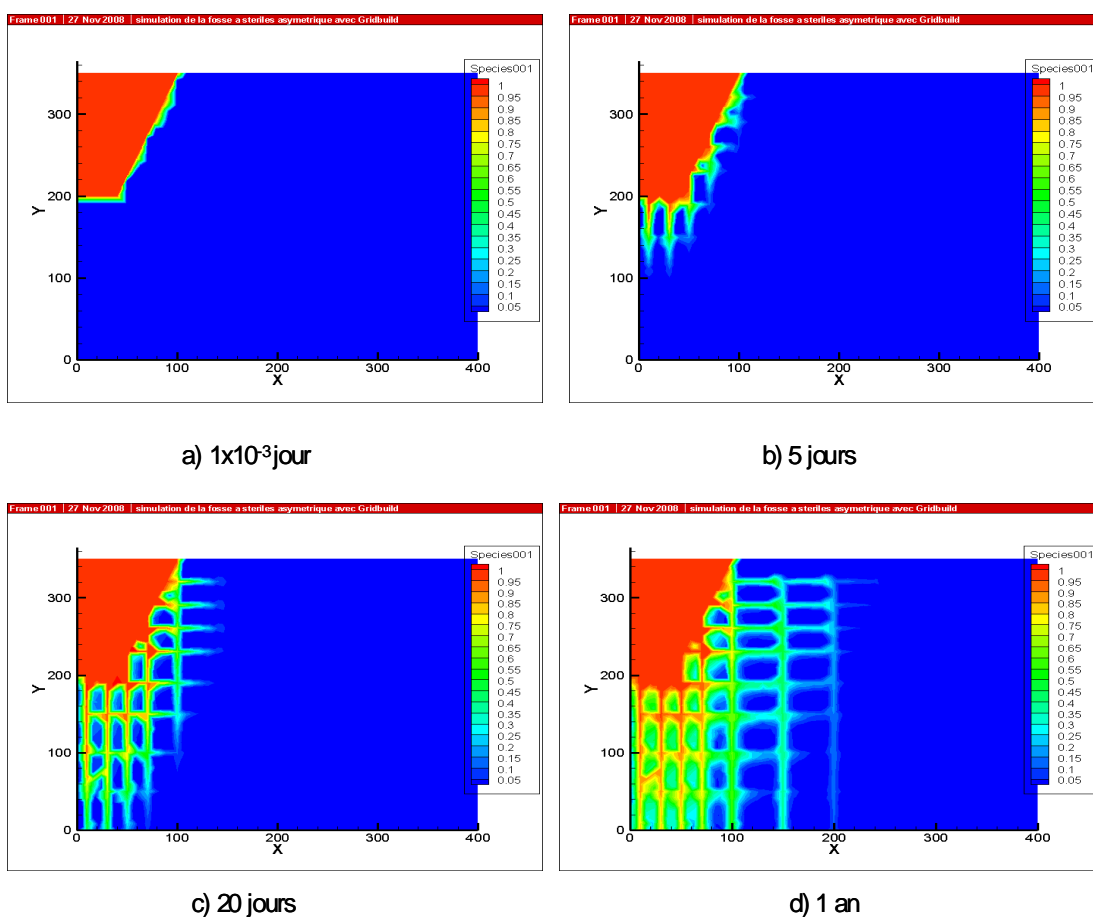


Figure 4.64 Isocontours de concentrations en fonction du temps, cas 11.



Enfin, la figure 4.65 compare les concentrations en fonction du temps au point ( $x = 40$  m,  $y = 150$  m) situé dans le massif rocheux, pour les cas 10 et 11. Cette figure montre que pour le cas avec fractures orthogonales, l'augmentation de la concentration est plus rapide. Les contaminants atteignent une valeur de  $0.90 \text{ kg/m}^3$  après 20 jours. Ceci montre l'effet des fractures dans l'évaluation des concentrations en contaminants.

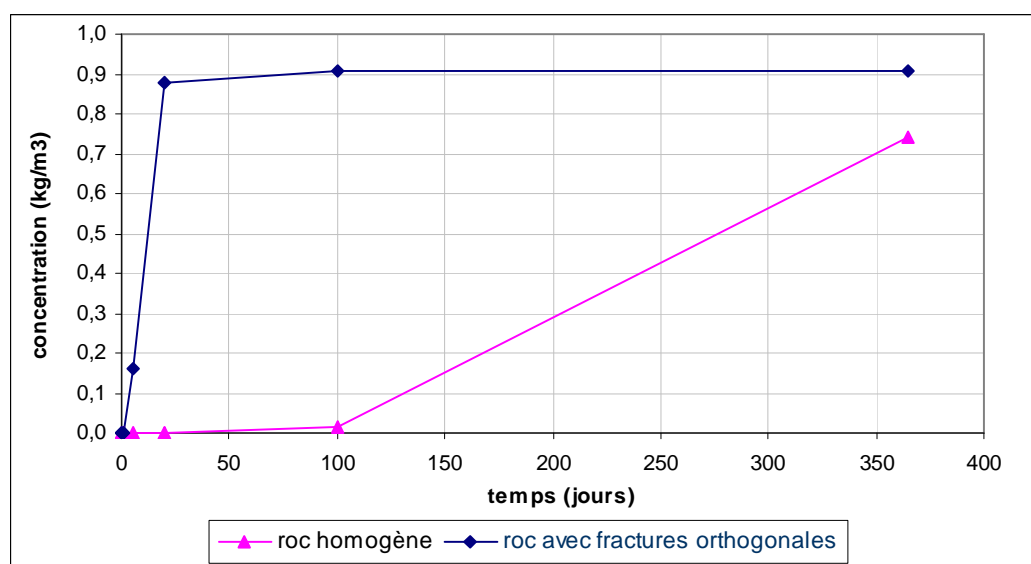


Figure 4.65 Comparaison des concentrations en fonction du temps au point ( $x = 40$  m,  $y = 150$  m), série 5 (cas 10 et 11).

#### 4.3 Cas d'une fosse remplie de rejets de concentrateur

Dans ce qui suit, le matériau de la fosse est constitué de rejets de concentrateur. La fosse est remblayée jusqu'à la surface. Les rejets ont une conductivité hydraulique à saturation de  $1 \times 10^{-8}$  m/s, plus faible que celle des stériles miniers, mais elle est du même ordre de grandeur que celle du massif rocheux.

Leur porosité, de 0.43, est toutefois du même ordre de grandeur que celle des stériles mais elle est supérieure à celle du massif rocheux homogène. Ils ont une pression d'entrée d'air (AEV) de 3.5 m.

Différentes simulations ont été réalisées en considérant différentes conditions initiales et aux limites. L'effet des fractures sur l'écoulement et le transport de contaminants a aussi été simulé. La description de ces différents cas de simulation a été présentée aux tableaux 4.3 et 4.4.

#### 4.3.1 Série 6 : Nappe initialement fixée à 230 m

Pour cette série de simulations, le niveau de la nappe a été fixé initialement à l'élévation  $y = 230$  m (30 m de rejets sont saturés initialement). Un flux de précipitation de 1.5 mm/jour a été imposé en surface pendant 10 jours suivis de 10 jours sans pluie en alternance sur une période de 20 ans. La base est perméable avec une charge fixée à 230 m alors que la frontière verticale droite est imperméable. Pour la simulation du transport de contaminants, une concentration égale à  $1 \text{ kg/m}^3$  a été fixée initialement à l'intérieur de la fosse (on suppose que la source de contamination provient des rejets de concentrateur), et elle est égale à zéro ailleurs. Trois cas sont présentés : un premier cas avec un massif rocheux homogène, un deuxième cas avec des fractures verticales et un troisième cas avec un réseau de fractures orthogonales.

##### 4.3.1.1 Cas 12 : Massif rocheux homogène (non fracturé)

L'évolution des isocontours de la charge hydraulique en fonction du temps est montrée sur la figure 4.66. Cette figure montre une augmentation des charges hydrauliques en fonction du temps sous l'effet des précipitations dans le roc et dans la fosse. Au bout de 20 ans, la charge atteint un maximum de 300 m dans la fosse près de la surface. L'augmentation des charges dans la fosse est plus importante ici que pour le cas d'une fosse remplie de stériles miniers.

Du fait que le contraste de conductivités hydrauliques à saturation entre le massif rocheux et les concentrateurs n'est pas significatif, l'eau arrive à s'infiltrer plus facilement à travers l'interface entre les deux matériaux.

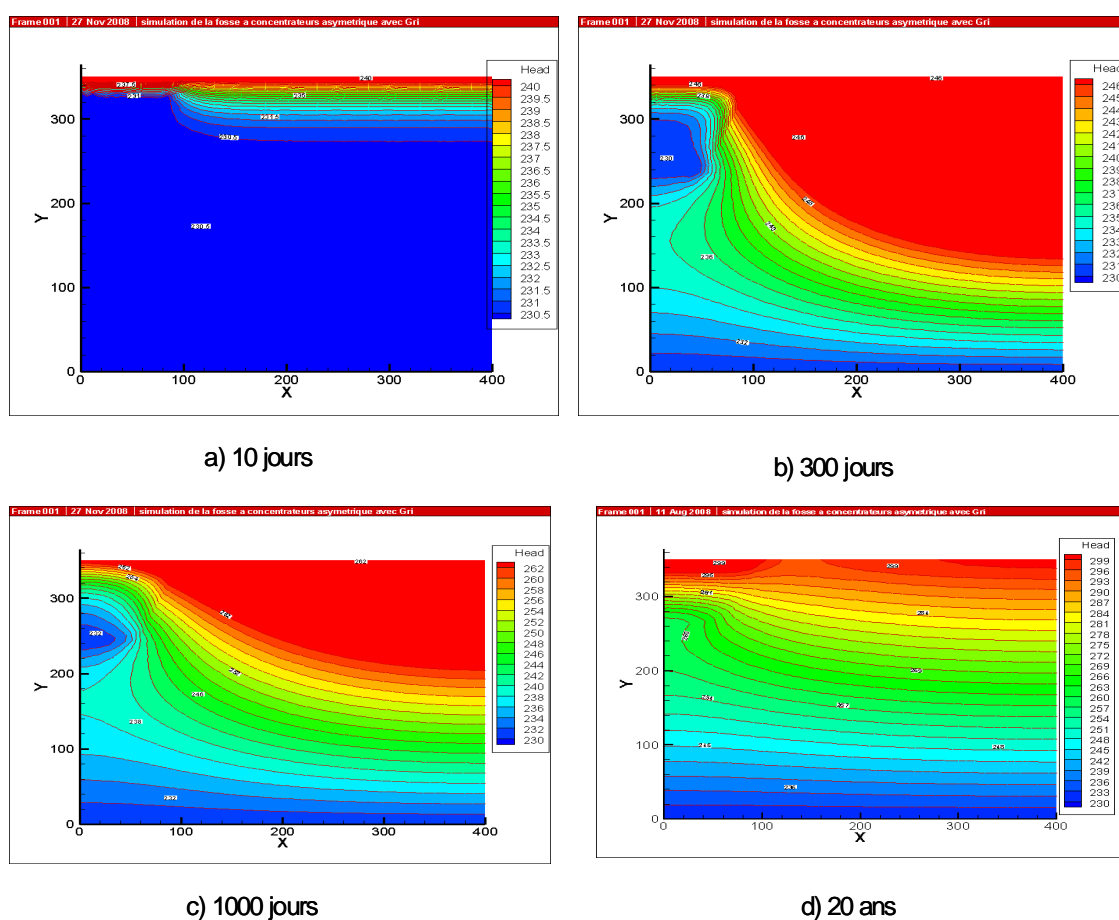


Figure 4.66 Distribution des charges hydrauliques en fonction du temps, fosse remplie de rejets de concentrateurs, cas 12.

Les variations de la pression et du degré de saturation en fonction du temps et de la hauteur le long de l'axe vertical situé à  $x = 40$  m sont montrées sur les figures 4.67 et 4.68. La figure 4.67 montre une augmentation des pressions en fonction du temps sous l'effet des précipitations. La variation est plus importante dans les rejets de concentrateur que dans le massif rocheux. La figure 4.68 montre que le massif rocheux reste saturé pour toute la période de simulation. Une hauteur de 30 m dans la fosse reste saturée, alors que le degré de saturation varie entre 100 % et 35 % dans le reste de la fosse.

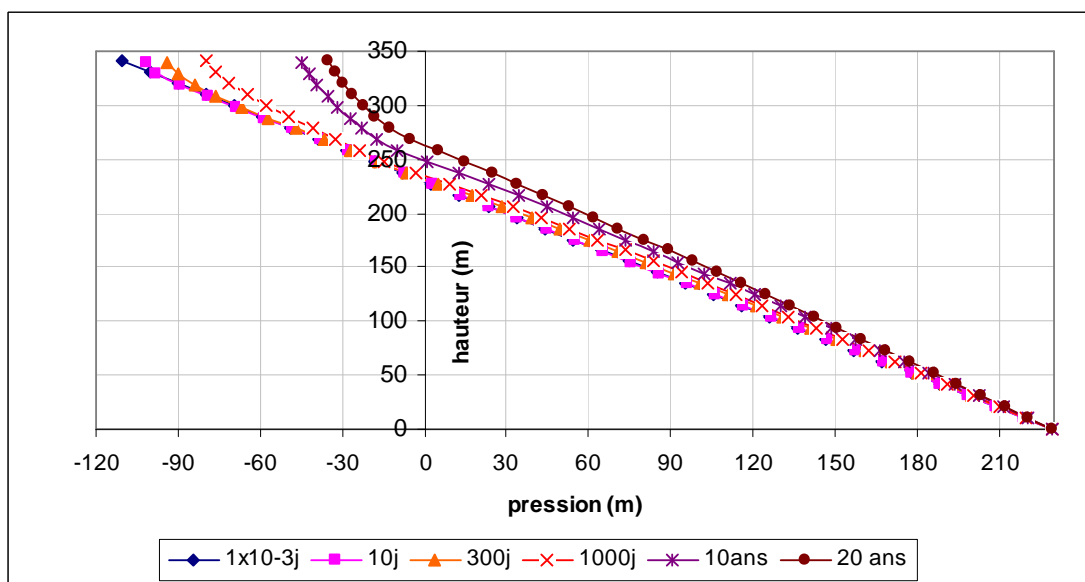


Figure 4.67 Variation de la pression en fonction de la hauteur et du temps le long de l'axe vertical situé à  $x = 40$  m, cas 12.

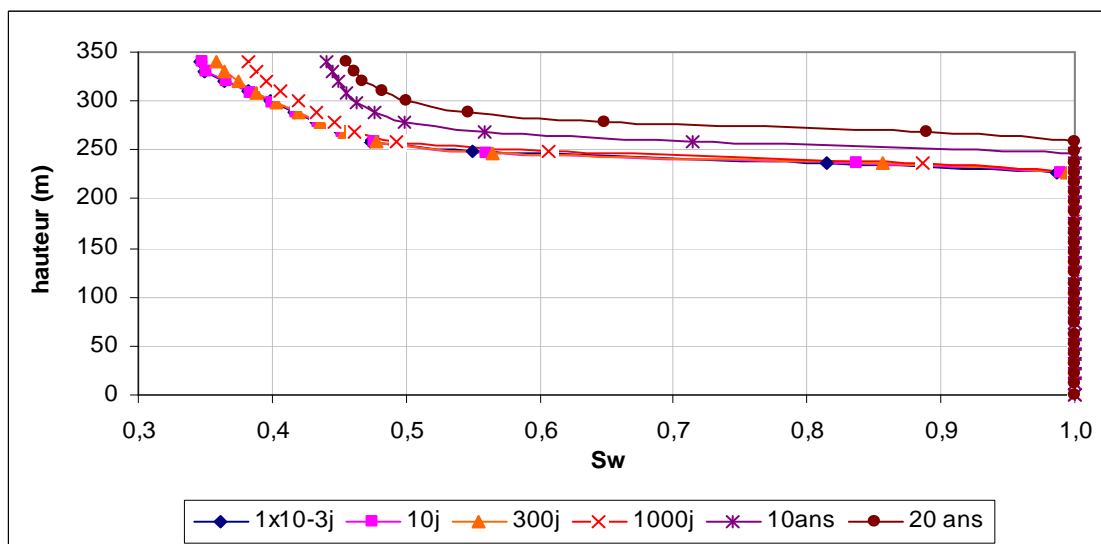


Figure 4.68 Variation du degré de saturation en fonction de la hauteur et du temps le long de l'axe vertical situé à  $x = 40$  m, cas 12.

L'évolution de la pression en fonction du temps à un point situé à l'intérieur de la fosse ( $x = 40$  m,  $y = 240$  m) est montrée sur la figure 4.69. On note une augmentation rapide de la pression en fonction du temps jusqu'à atteindre des valeurs élevées autour de 20 m après 20 ans. Ceci constitue une grande différence avec les résultats obtenus pour une fosse remplie de stériles miniers où la pression reste à des valeurs plus faibles.

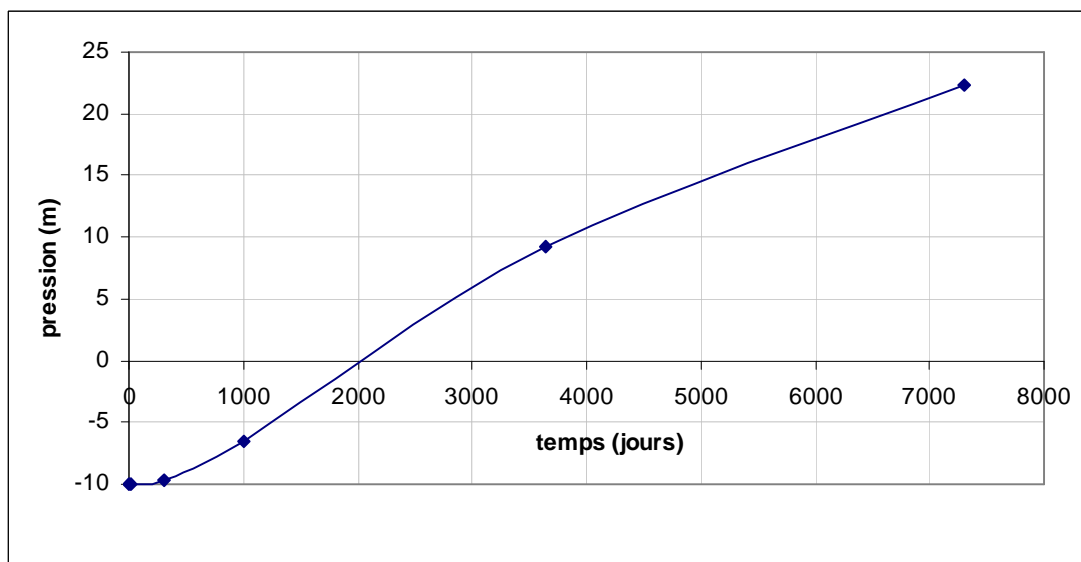


Figure 4.69 Évolution de la pression d'eau en fonction du temps au point ( $x = 40\text{m}$ ,  $y = 240\text{ m}$ ), cas 12.

L'évolution des isocontours de la concentration en fonction du temps est montrée sur la figure 4.70. Initialement, la concentration est maximale dans la fosse (condition imposée à  $t \geq 0$ ) et elle est égale à zéro dans le massif rocheux. Il y a une migration progressive de contaminants en profondeur et latéralement. Cette migration augmente avec le temps.

La migration de contaminants en profondeur est moins importante ici que pour une fosse remplie de stériles miniers. Ceci peut être dû au fait que les rejets de concentrateur et le massif rocheux homogène ont des conductivités hydrauliques à saturation du même ordre de grandeur et plus faibles que celle des roches stériles.

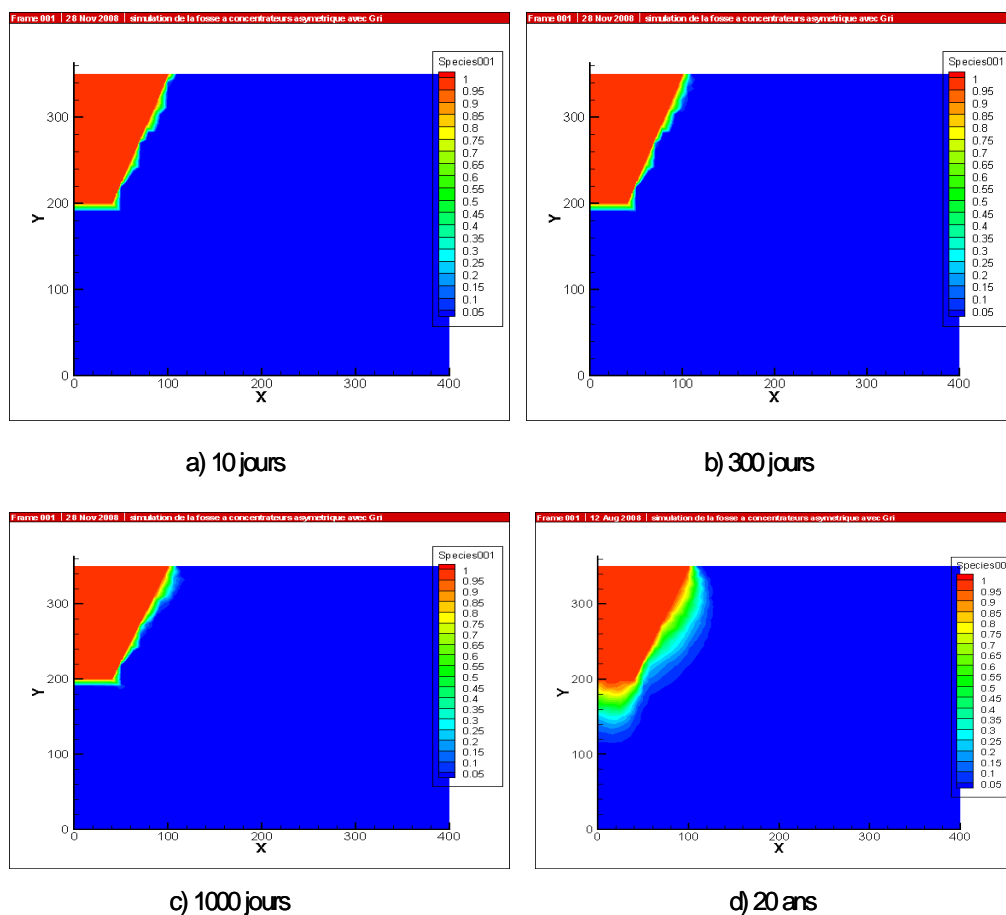


Figure 4.70 Isocontours des concentrations en fonction du temps, cas 12.

L'évolution de la concentration au point ( $x = 40$  m,  $y = 150$  m) est montrée sur la figure 4.71. On remarque une augmentation de la concentration faible jusqu'à 4500 jours, puis elle augmente plus rapidement. Après 20 ans, la concentration au point ( $x = 40$  m,  $y = 150$  m) est de  $0.11 \text{ kg/m}^3$ .

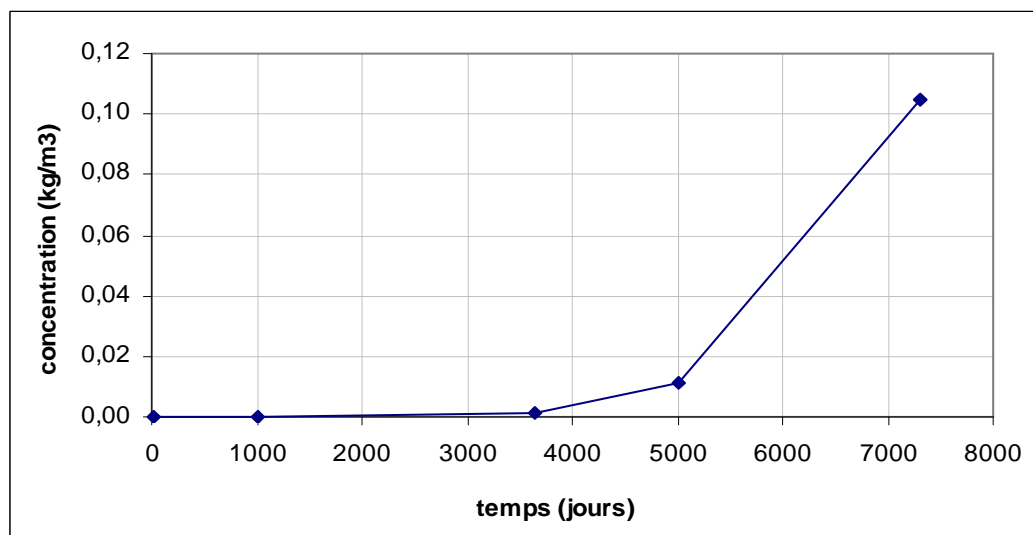


Figure 4.71 Évolution de la concentration au point ( $x = 40$  m,  $y = 150$  m), cas 12.

La concentration des contaminants au point situé dans le massif rocheux, de coordonnées ( $x = 100$  m,  $y = 300$  m) est montrée sur la figure 4.72. La migration latérale des contaminants est importante malgré que la frontière verticale droite soit imperméable. La concentration est élevée en ce point et atteint  $0.50 \text{ kg/m}^3$  après un temps de 20 ans.



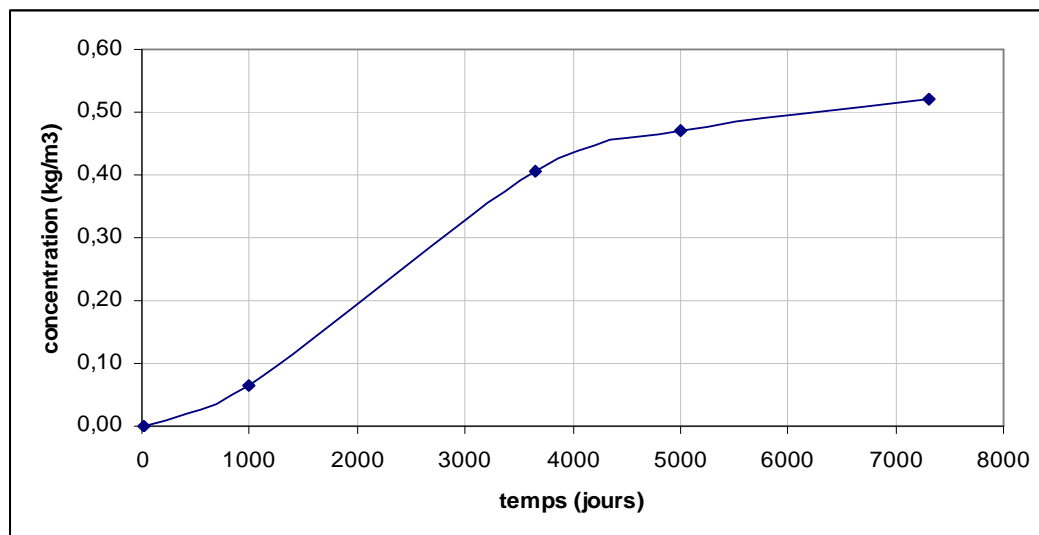


Figure 4.72 Évolution de la concentration au point ( $x = 100$  m,  $y = 300$  m), cas 12.

#### 4.3.1.2 Cas 13 : Massif rocheux avec fractures verticales

Des fractures verticales d'une ouverture de 0.3 mm sont ajoutées dans le massif rocheux. Ces fractures sont situées aux abscisses  $x = 10$  m, 30 m, 50 m, 70 m, 100 m, 150 m, 200 m, 250 m, 300 m et 350 m. Les mêmes conditions initiales et aux limites que celles du cas 12 ont été imposées ici. L'évolution des isocontours de la charge hydraulique en fonction du temps est montrée sur la figure 4.73. Cette figure met en évidence l'effet des fractures verticales sur la distribution des charges.

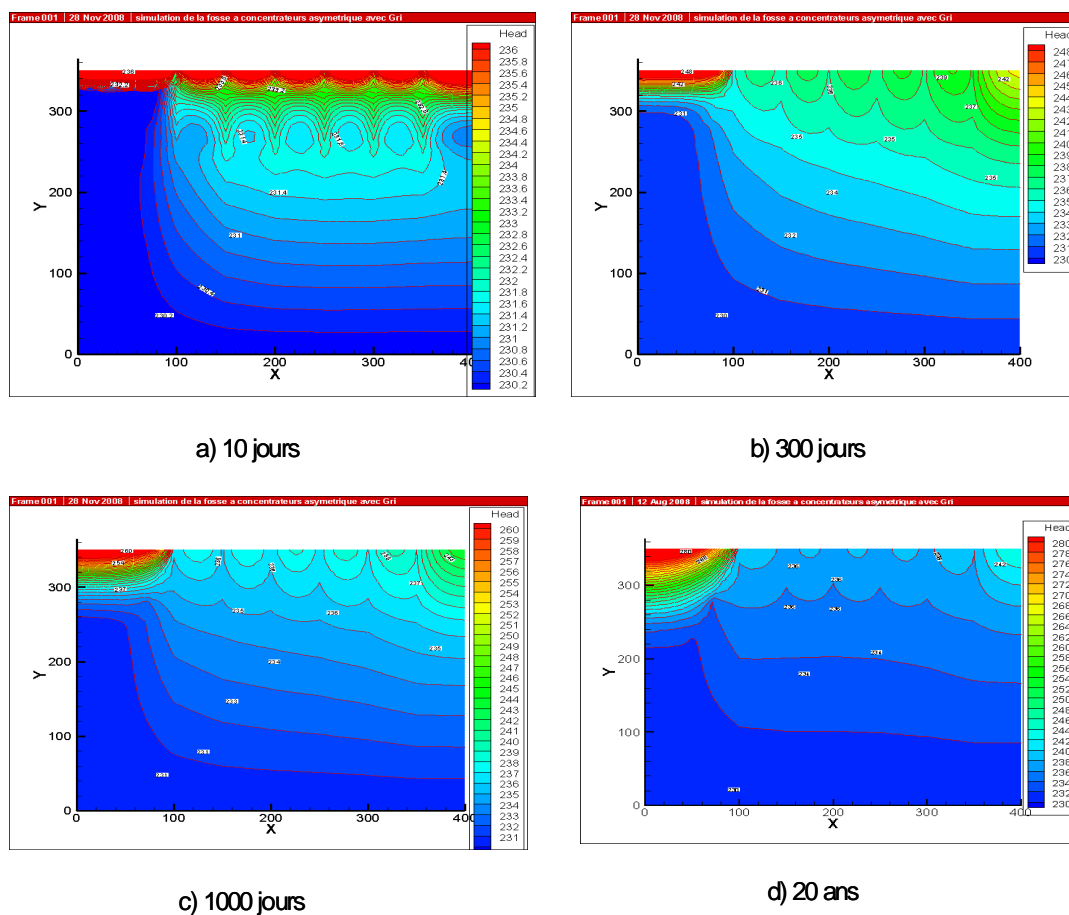


Figure 4.73 Distribution des charges hydrauliques en fonction du temps, cas 13.

Les isocontours de la charge hydraulique sont concentrées tout autour des fractures et il y a formation de 'cercles' de même charge hydraulique. Ceci implique un écoulement de l'eau vers et dans les fractures verticales, surtout celles qui arrivent jusqu'à la surface. L'augmentation des charges en fonction du temps est plus prononcée dans la fosse que dans le massif rocheux. La variation des charges est moins importante dans le massif à cause de la présence des fractures qui tendent à stabiliser la charge dans le roc.

Les figures 4.74 et 4.75 montrent les variations de la pression et du degré de saturation en fonction du temps et de la hauteur le long de l'axe vertical situé à  $x = 40$  m. Ces figures montrent que les variations sont moins importantes ici par rapport au cas d'un massif non fracturé (cas 12). Il y a une augmentation des pressions en fonction du temps dans la fosse due à son remplissage progressif, alors qu'elle varie très peu dans le massif rocheux à cause d'un écoulement préférentiel à travers les fractures. Aussi, le degré de saturation varie relativement peu dans la fosse alors que le massif reste saturé pour toute la durée de la simulation.

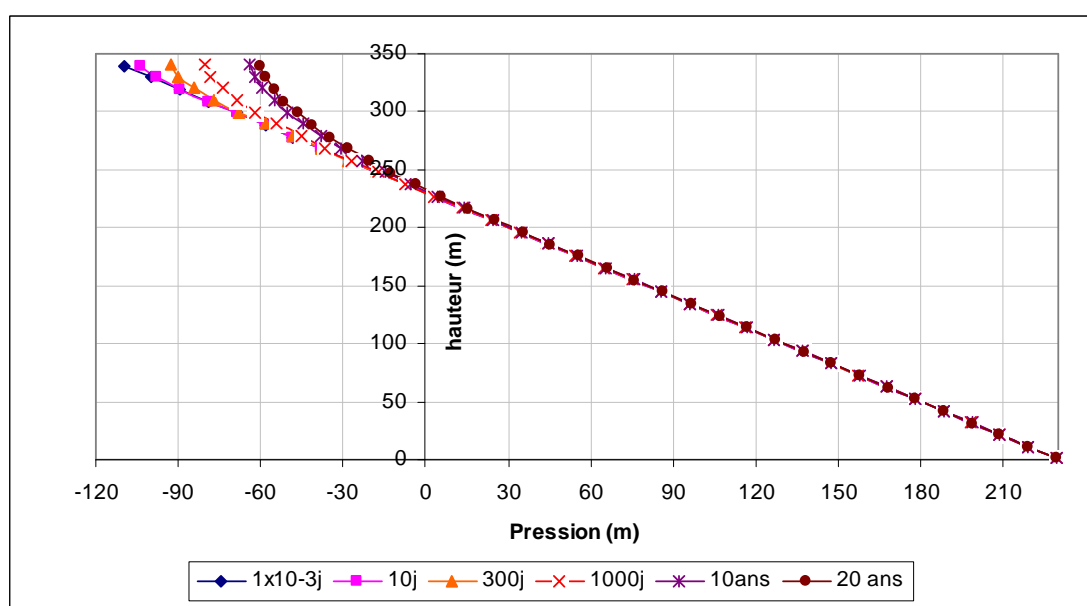


Figure 4.74 Variation de la pression le long de l'axe vertical situé à  $x = 40$  m, cas 13.

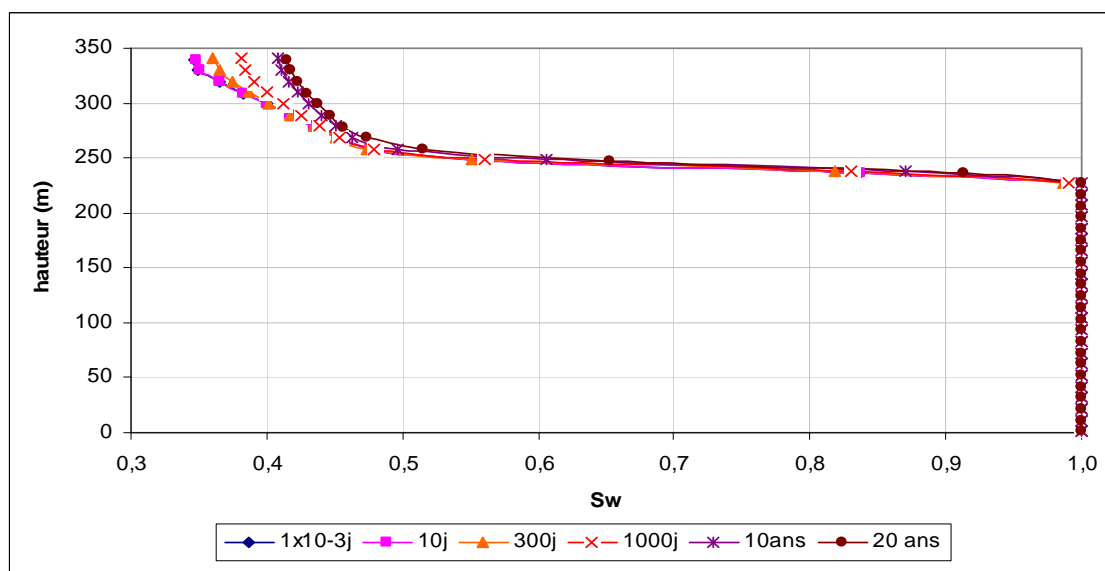


Figure 4.75 Variation du degré de saturation le long de l'axe situé à  $x = 40$  m, cas 13.

La figure 4.76 compare les variations de la pression en fonction du temps au point ( $x = 40$  m,  $y = 240$  m) pour les deux cas d'un massif homogène et fracturé. Cette figure montre que la pression varie très peu pour le cas avec fractures verticales, alors qu'elle augmente en croissance pour le cas sans fractures.

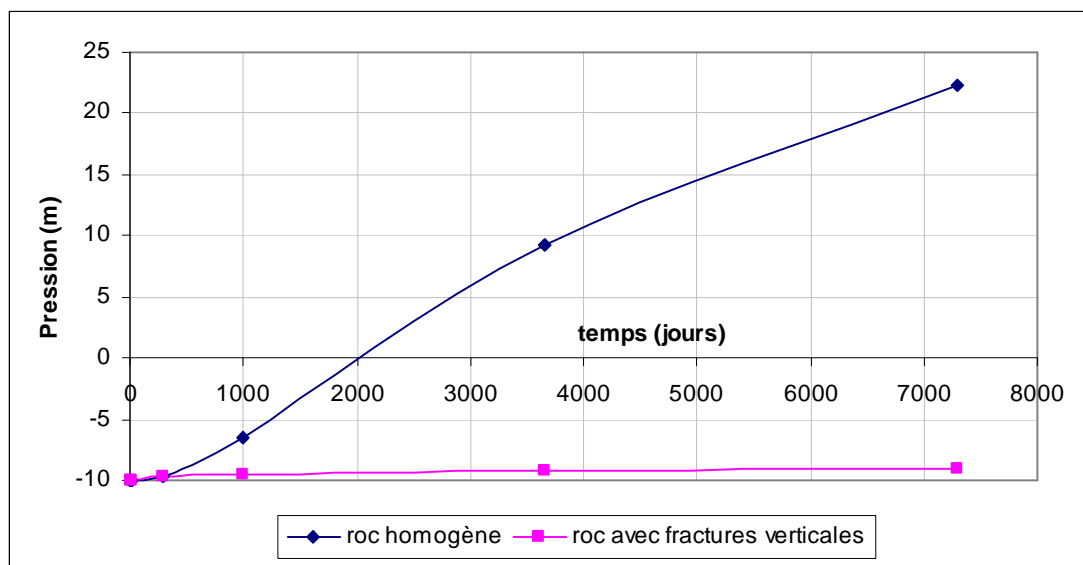


Figure 4.76 Comparaison des pressions au point ( $x = 40$  m,  $y = 240$  m), fosse remplie de rejets de concentrateurs, cas 13.

L'évolution des isocontours de la concentration en fonction du temps est montrée sur la figure 4.77. Cette figure montre l'influence des fractures verticales sur la migration de contaminants. On peut noter que les contaminants migrent à travers les fractures verticales qui arrivent jusqu'à la surface car l'eau s'infiltre plus facilement à cet endroit. Ensuite, ils utilisent les fractures qui interceptent la fosse. Ceci constitue une autre différence avec le cas d'une fosse remplie de stériles miniers où les contaminants commencent à migrer à travers les fractures verticales situées en dessous de la fosse.

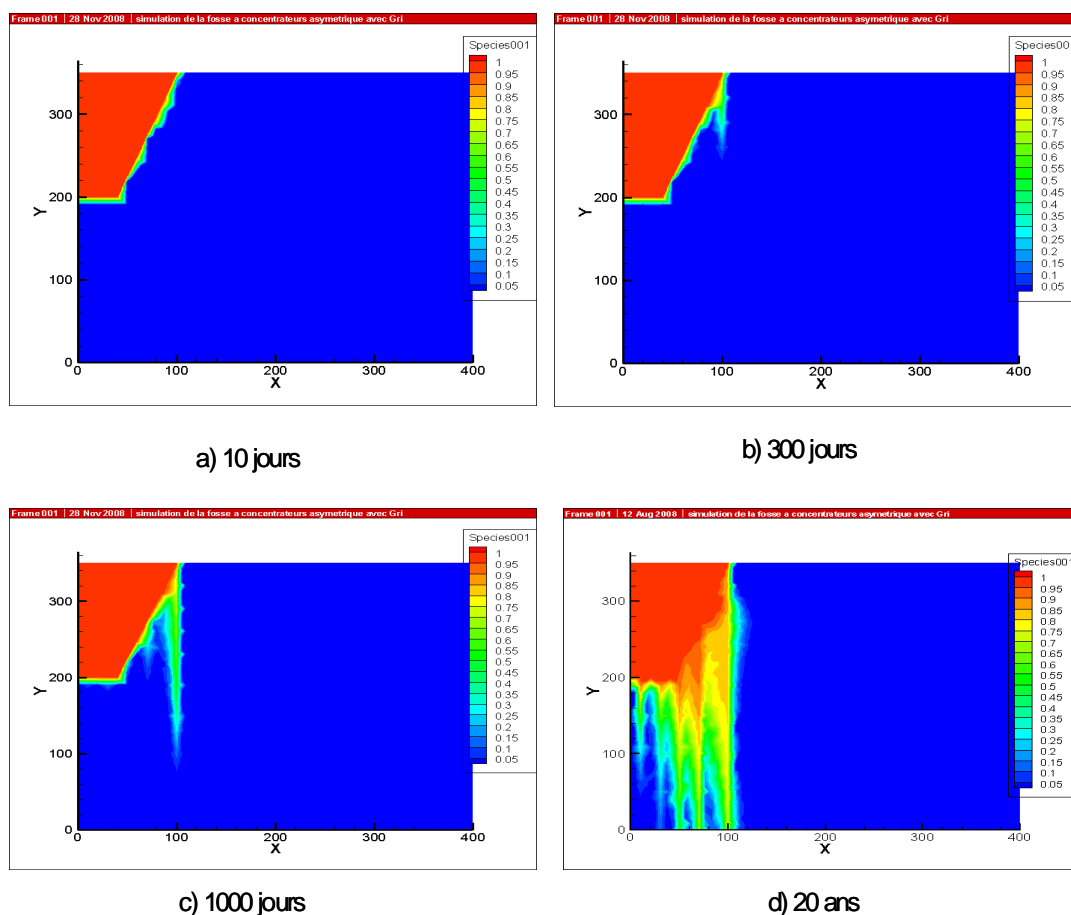


Figure 4.77 Isocontours de concentration en fonction du temps, fosse remplie de rejets de concentrateurs, cas 13.

Contrairement au cas 12 d'un massif rocheux homogène, la migration latérale de contaminants est très faible ici. Une comparaison des concentrations au point ( $x = 40$  m,  $y = 150$  m) pour les cas 12 et 13 est montrée sur la figure 4.78. La concentration atteint un maximum cinq fois plus grand au point d'observation pour le cas avec fractures que celui pour le cas sans fractures au temps  $t = 20$  ans.

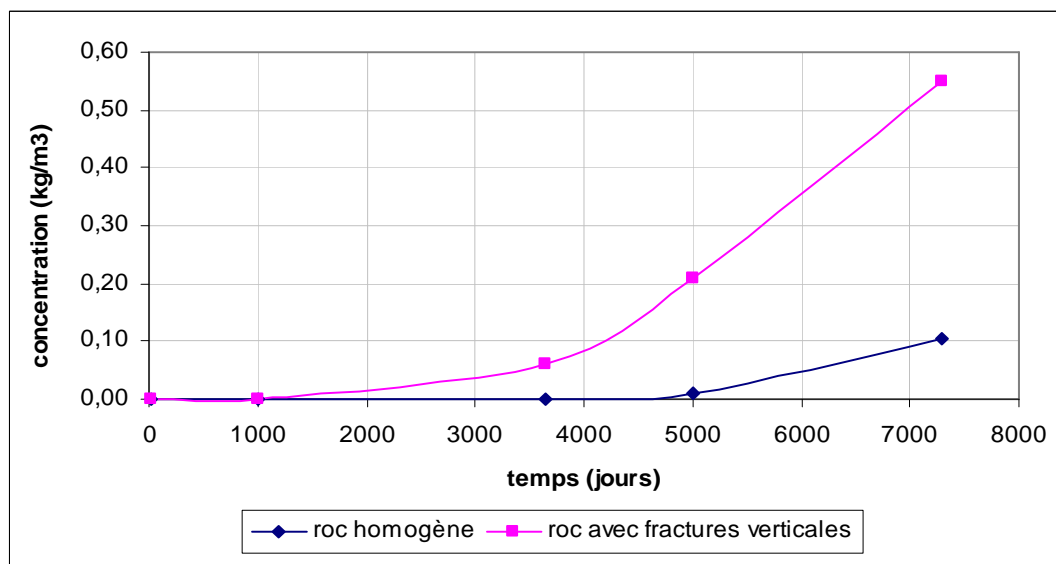


Figure 4.78 Comparaison des concentrations au point ( $x = 40$  m,  $y = 150$  m), fosse remplie de rejets de concentrateurs, série 6 (cas 12 et 13).

#### 4.3.1.3 Cas 14 : Massif rocheux avec fractures orthogonales

Un réseau de fractures orthogonales d'une ouverture de 0.3 mm est ajouté au massif rocheux. Les fractures horizontales sont situées aux élévations  $y = 50$  m, 100 m, 150 m, 190 m, 230 m, 260 m, 290 m et 320 m. Les résultats obtenus des isocontours de la charge hydraulique en fonction du temps est montrée sur la figure 4.79. Cette figure montre qu'il n'y a pas une différence significative dans l'évolution des charges par rapport au cas avec fractures verticales (cas 13). Ceci s'explique par le fait que l'écoulement se fait principalement dans les fractures verticales. Les fractures horizontales ont peu ou pas d'effet sur la variation des charges hydrauliques.

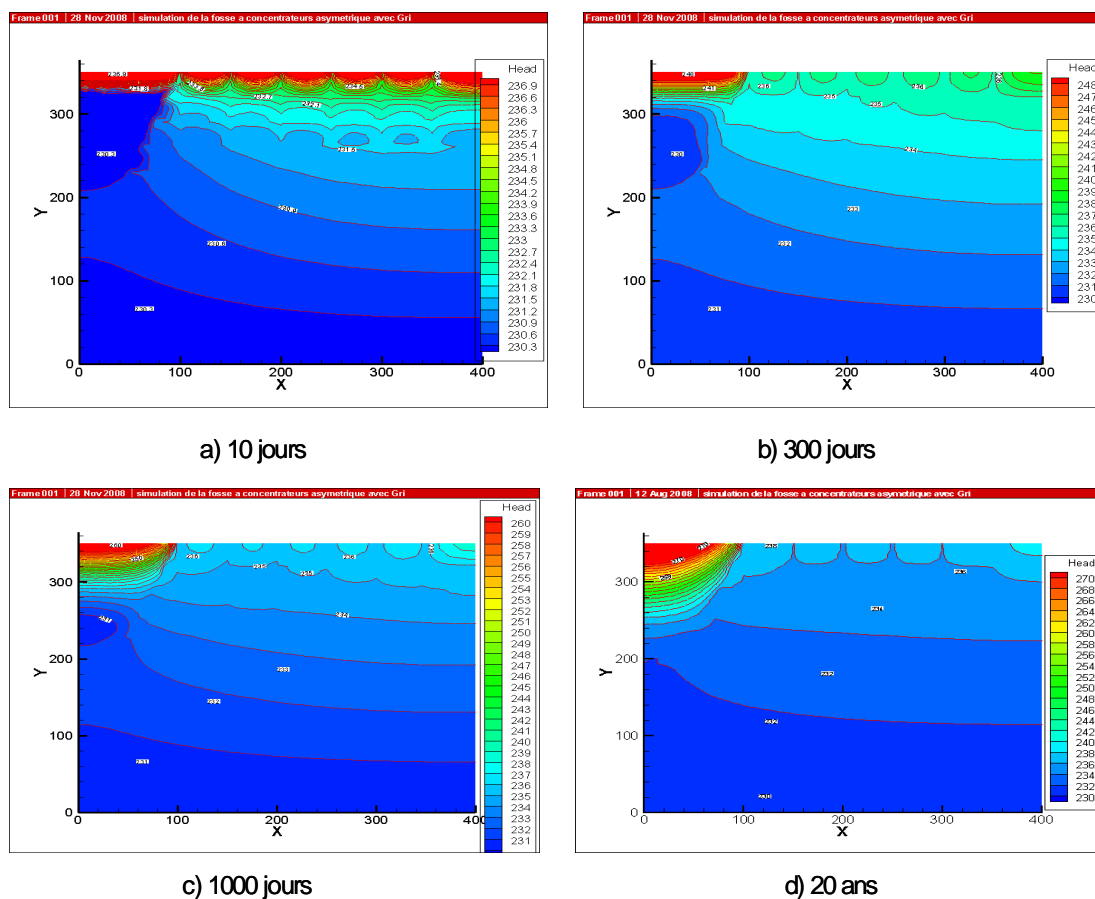


Figure 4.79 Distribution des charges hydrauliques en fonction du temps, fosse remplie de rejets de concentrateurs, cas 14.

On peut aussi noter sur la figure 4.79 une faible variation des charges en fonction du temps dans le massif rocheux. Il y a une augmentation plus marquée des charges dans la fosse. Les variations de la pression et du degré de saturation en fonction du temps et de la hauteur le long de l'axe vertical situé à  $x = 40$  m sont montrées sur les figures 4.80 et 4.81.



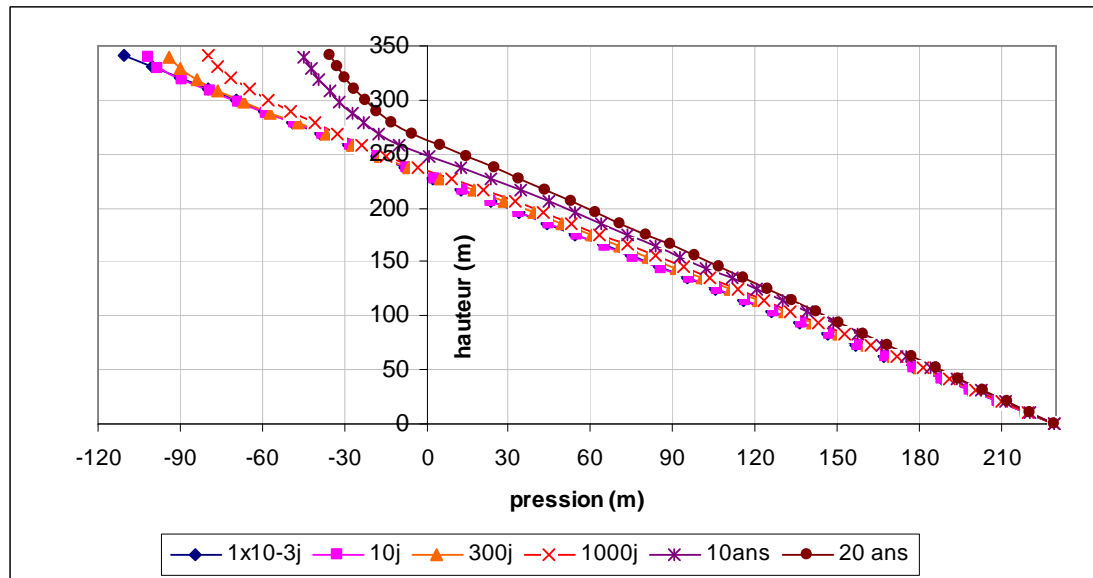


Figure 4.80 Variation de la pression le long de l'axe vertical situé à  $x = 40$  m, cas 14.

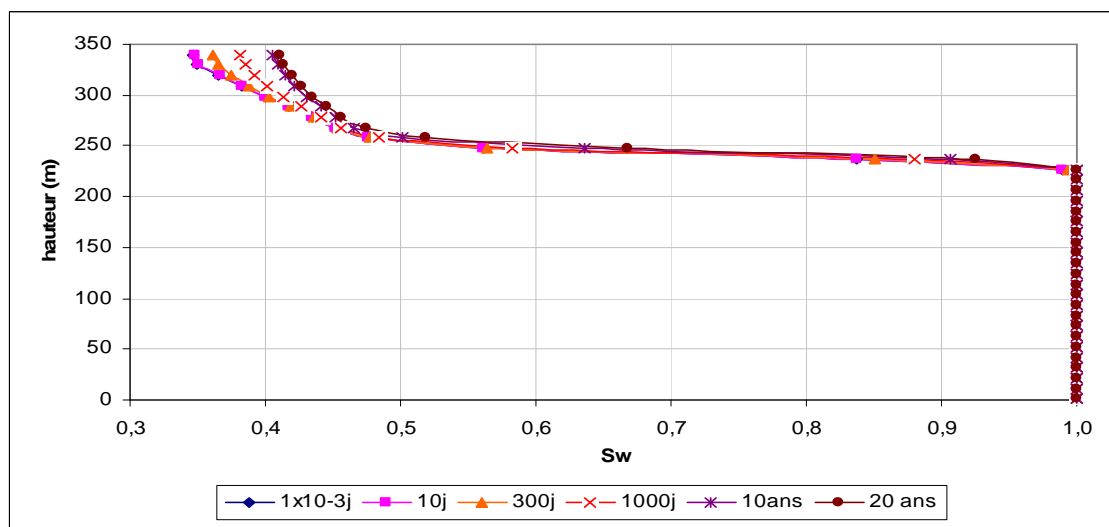


Figure 4.81 Variation du degré de saturation le long de l'axe vertical situé à  $x = 40$  m, cas 14.

Les figures 4.80 et 4.81 montrent des résultats similaires à ceux obtenus pour le cas avec fractures verticales. La pression varie très peu dans le massif rocheux alors qu'elle augmente dans la fosse sous l'effet des précipitations. Le massif rocheux reste saturé, alors que le degré de saturation des rejets de concentrateur varie entre 35 % et 100 %.

L'évolution des isocontours de la concentration en fonction du temps est montrée sur la figure 4.82.

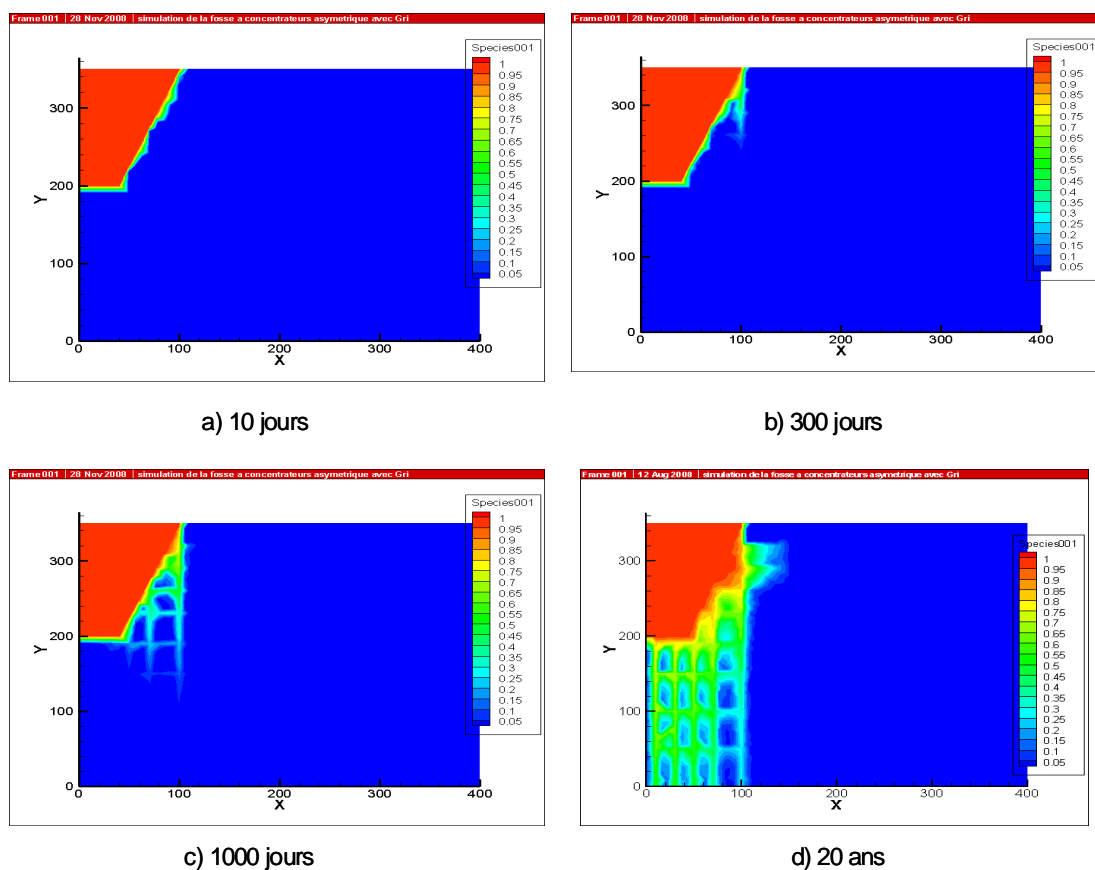


Figure 4.82 Isocontours des concentrations en fonction du temps, cas 14.

La figure 4.82 montre l'effet des fractures orthogonales sur la migration de contaminants. On peut remarquer que l'effet des fractures horizontales n'est pas très important vu que la frontière verticale droite est imperméable, ce qui limite la migration latérale. Seulement, elles participent à la migration des contaminants en favorisant un échange avec les fractures verticales.

Une comparaison des profils de concentration en fonction du temps pour les cas 13 et 14 au point ( $x = 100$  m,  $y = 300$  m) est montrée sur la figure 4.83. Cette figure montre que les concentrations sont plus élevées en présence du réseau de fractures. Les concentrations atteignent une valeur de  $0.80 \text{ kg/m}^3$  très rapidement à partir d'un temps de 1000 jours, puis elles se stabilisent à une valeur  $0.85 \text{ kg/m}^3$ .

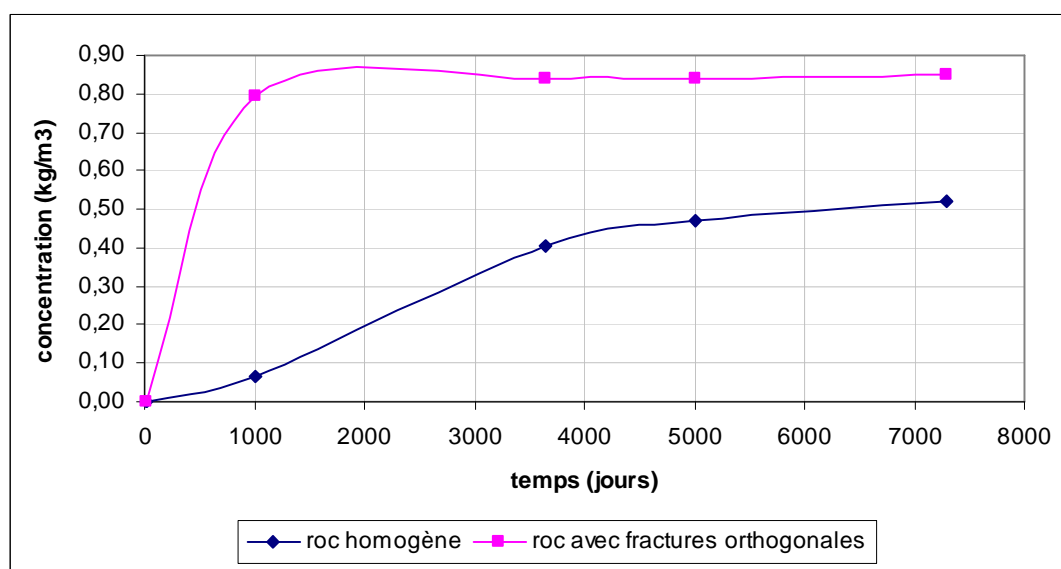


Figure 4.83 Comparaison des concentrations au point ( $x = 100$  m,  $y = 300$  m), fosse remplie de rejets de concentrateurs, série 6 (cas 13 et 14).

#### 4.3.2 Série 7: Frontière verticale perméable

Cette série de simulations a pour but d'étudier l'effet d'une frontière verticale perméable située à  $x = 400$  m sur les résultats d'écoulement et du transport de contaminants. Les autres conditions imposées sont les mêmes que celles de la série 6. Les résultats de deux cas sont présentés : le cas d'un massif rocheux homogène et le cas avec des fractures orthogonales.

##### 4.3.2.1 Cas 15 : Massif rocheux homogène (non fracturé)

L'évolution des isocontours de la charge hydraulique en fonction du temps est montrée sur la figure 4.84. Sur la figure 4.84, on peut voir que les isocontours de la charge hydraulique ne restent plus parallèles à l'axe des  $x$  près de la frontière droite. Elles sont plutôt parallèles à celle-ci car la charge est imposée tout au long de la frontière. Il y a un écoulement de l'eau de gauche à droite vers cette frontière. Aussi, on peut remarquer qu'il y a une augmentation des charges hydrauliques en fonction du temps sous l'effet des précipitations.

Les variations de la pression et du degré de saturation en fonction du temps et de la hauteur le long de l'axe vertical situé à  $x = 40$  m sont montrées sur les figures 4.85 et 4.86. Ces figures montrent une variation plus significative de la pression et du degré de saturation dans la fosse que dans le massif rocheux. Sous l'effet des précipitations, il y a une augmentation de la pression en fonction du temps, surtout dans la fosse. Le degré de saturation dans les rejets augmente en fonction du temps et varie de 35 % à 100 %, ce qui indique qu'il y a un remplissage de la fosse. Le massif rocheux reste saturé.

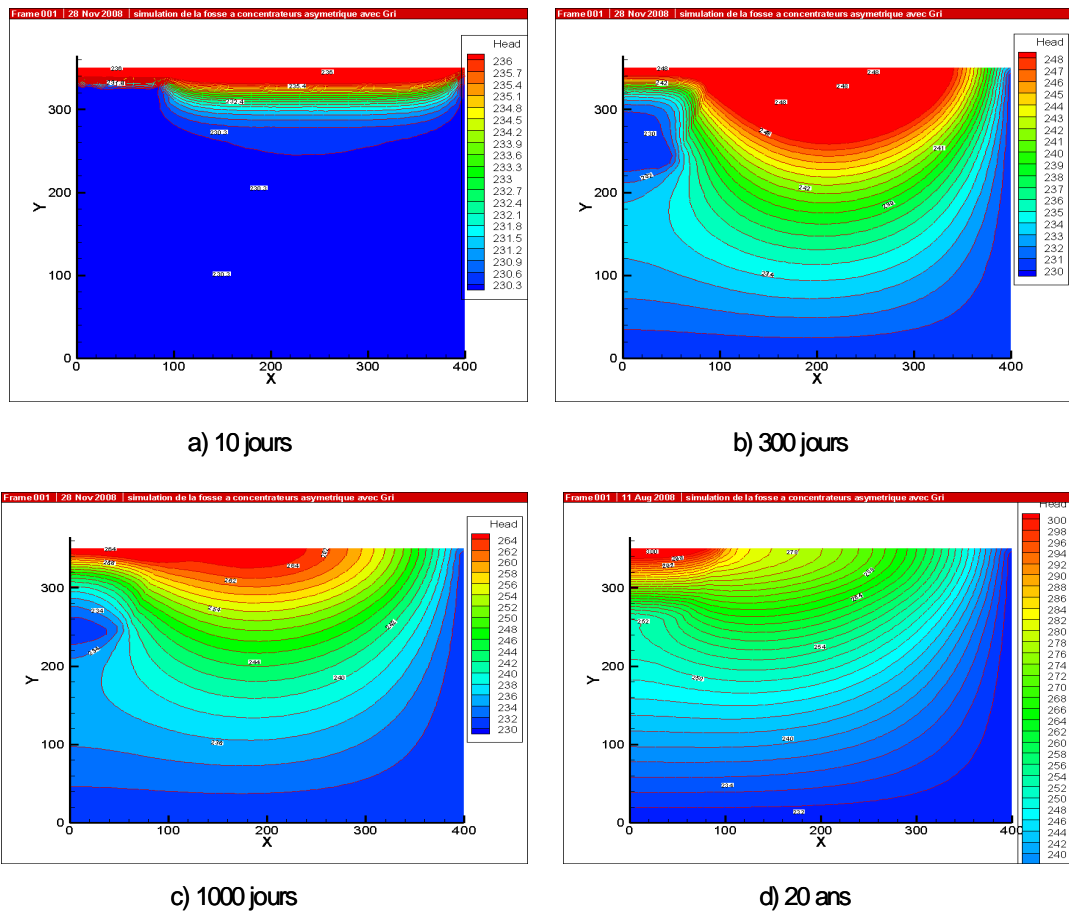


Figure 4.84 Distribution de charge hydraulique en fonction du temps, fosse remplie de rejets de concentrateur, cas 15.

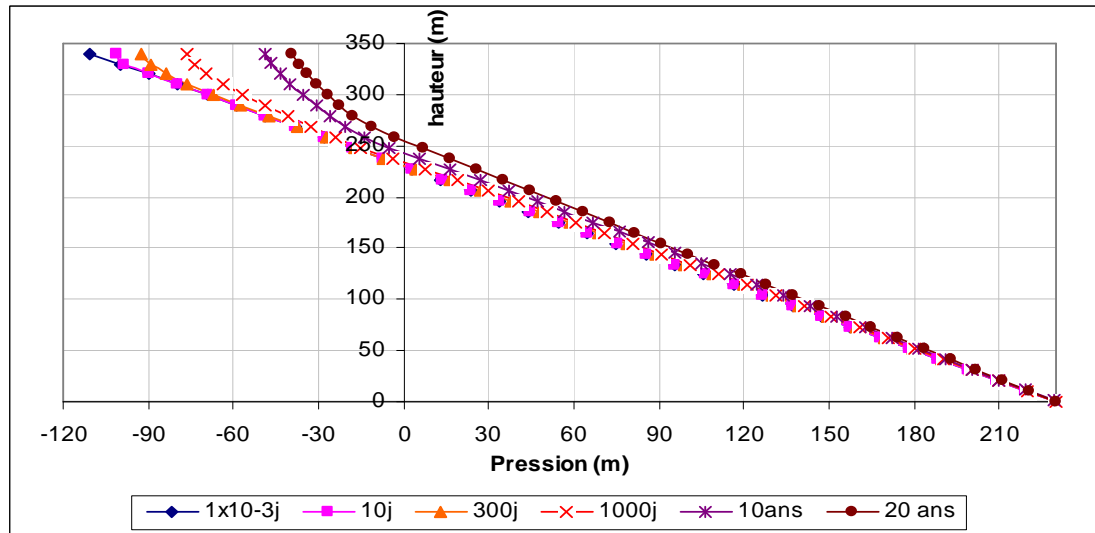


Figure 4.85 Variation de la pression le long de l'axe vertical situé à  $x = 40$  m, fosse remplie de rejets de concentrateur, cas 15.

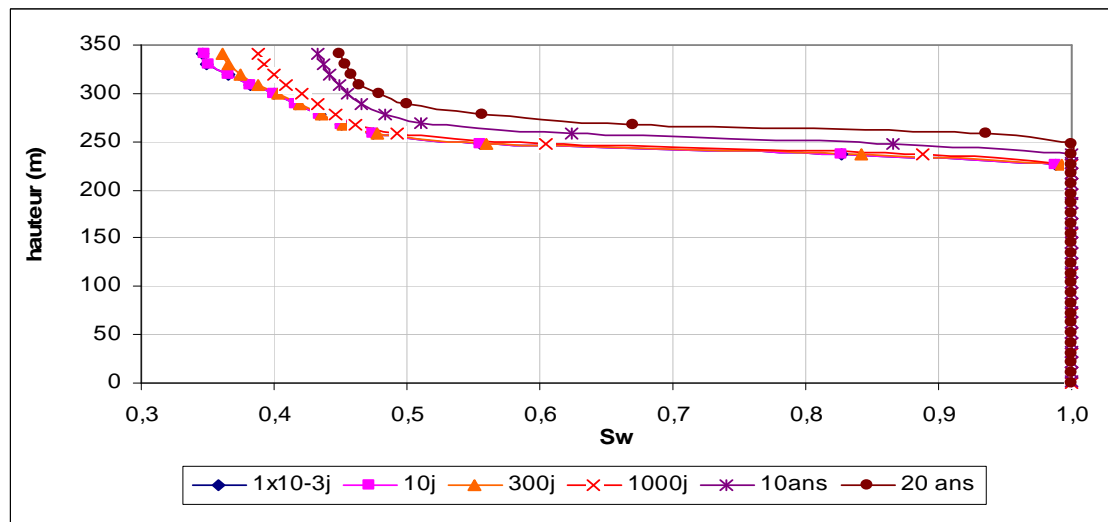


Figure 4.86 Variation du degré de saturation le long de l'axe vertical situé à  $x = 40$  m, fosse remplie de rejets de concentrateur, cas 15.

La figure 4.87 montre l'évolution de la pression en fonction du temps au point ( $x = 40$  m,  $y = 240$  m) situé dans la fosse.

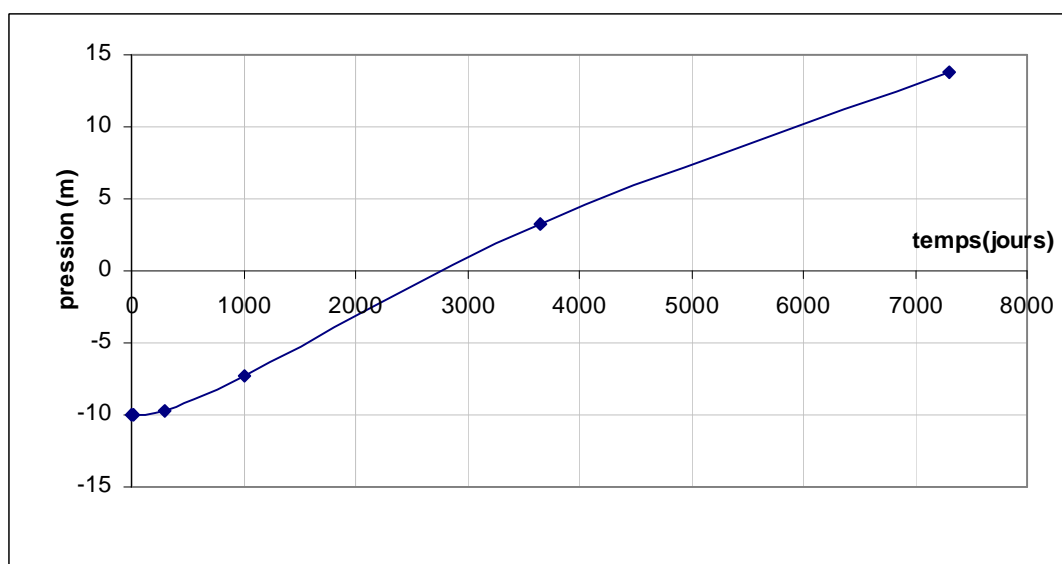


Figure 4.87 Variation de la pression en fonction du temps au point ( $x = 40$  m,  $y = 240$  m), fosse remplie de rejets de concentrateurs, cas 15.

La figure 4.87 montre une augmentation importante de la pression en fonction du temps jusqu'à atteindre une valeur de 14 m après environ 20 ans.

L'évolution des isocontours de la concentration en fonction du temps est montrée sur la figure 4.88. En comparaison avec le cas 12 (frontière droite imperméable), on note que la migration latérale de contaminants est beaucoup plus importante ici. Ceci est dû à l'écoulement de l'eau qui se fait vers la droite. Au temps  $t = 20$  ans, on peut remarquer que la migration de contaminants en profondeur devient aussi plus importante.

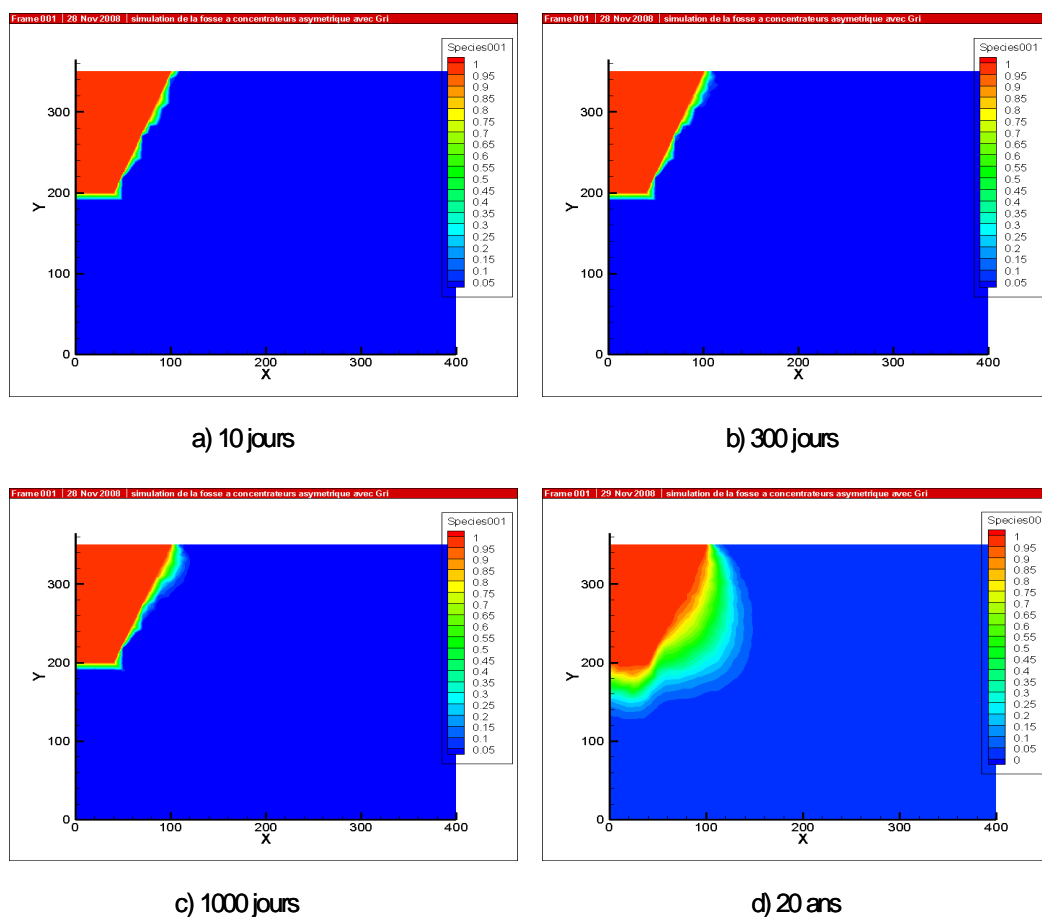


Figure 4.88 Isocontours de concentration en fonction du temps, cas 15.

La figure 4.89 compare les concentrations en fonction du temps au point ( $x = 100$  m,  $y = 300$  m) pour les deux types de la frontière droite, imperméable et perméable. Cette figure montre que lorsque la frontière verticale est perméable, les concentrations sont plus élevées au point d'observation. Cette différence des concentrations est reliée à l'effet de l'écoulement latéral vers la frontière verticale droite.



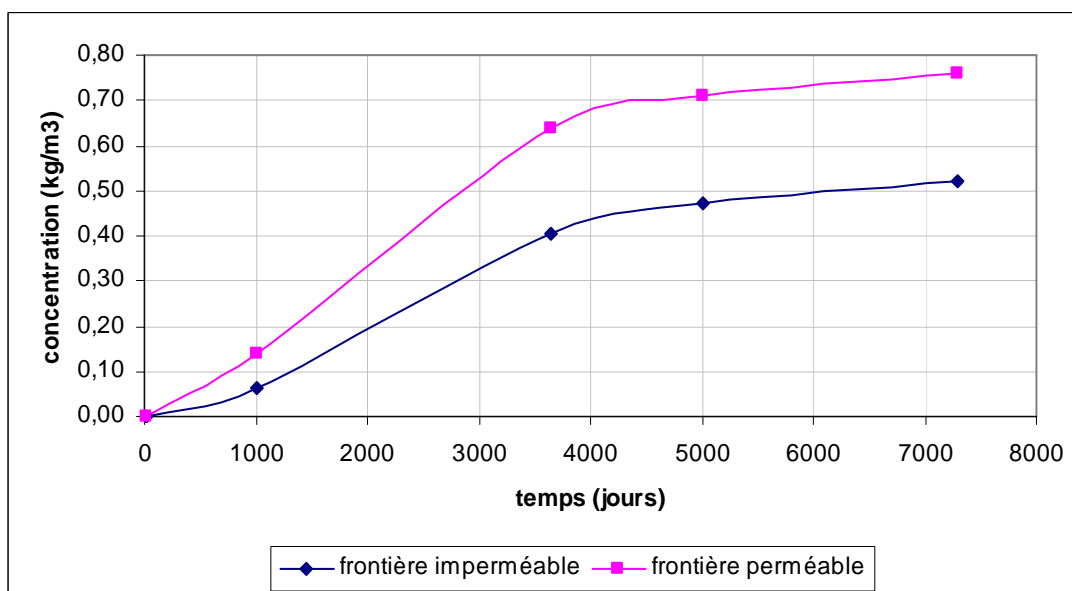


Figure 4.89 Comparaison des profils de concentration au point ( $x = 100$  m,  $y = 300$  m), cas 12 et 15.

#### 4.3.2.2 Cas 16 : Massif rocheux avec fractures orthogonales

Ici, un réseau de fractures orthogonales d'une ouverture de 0.3 mm a été ajouté au massif rocheux. Les mêmes conditions initiales et aux limites que celles du cas 15 (massif rocheux non fracturé) ont été imposées ici. L'évolution des isocontours de la charge hydraulique en fonction du temps est montrée sur la figure 4.90. Cette figure montre qu'il y a une augmentation des charges hydrauliques en fonction du temps, surtout dans la fosse. Cette augmentation est toutefois moins significative que lorsque le massif est non fracturé.

La variation des charges devient de plus en plus faible en fonction du temps dans le massif rocheux à cause de la présence des fractures. Il y a un écoulement préférentiel dans les fractures et à proximité (surtout par les fractures verticales).

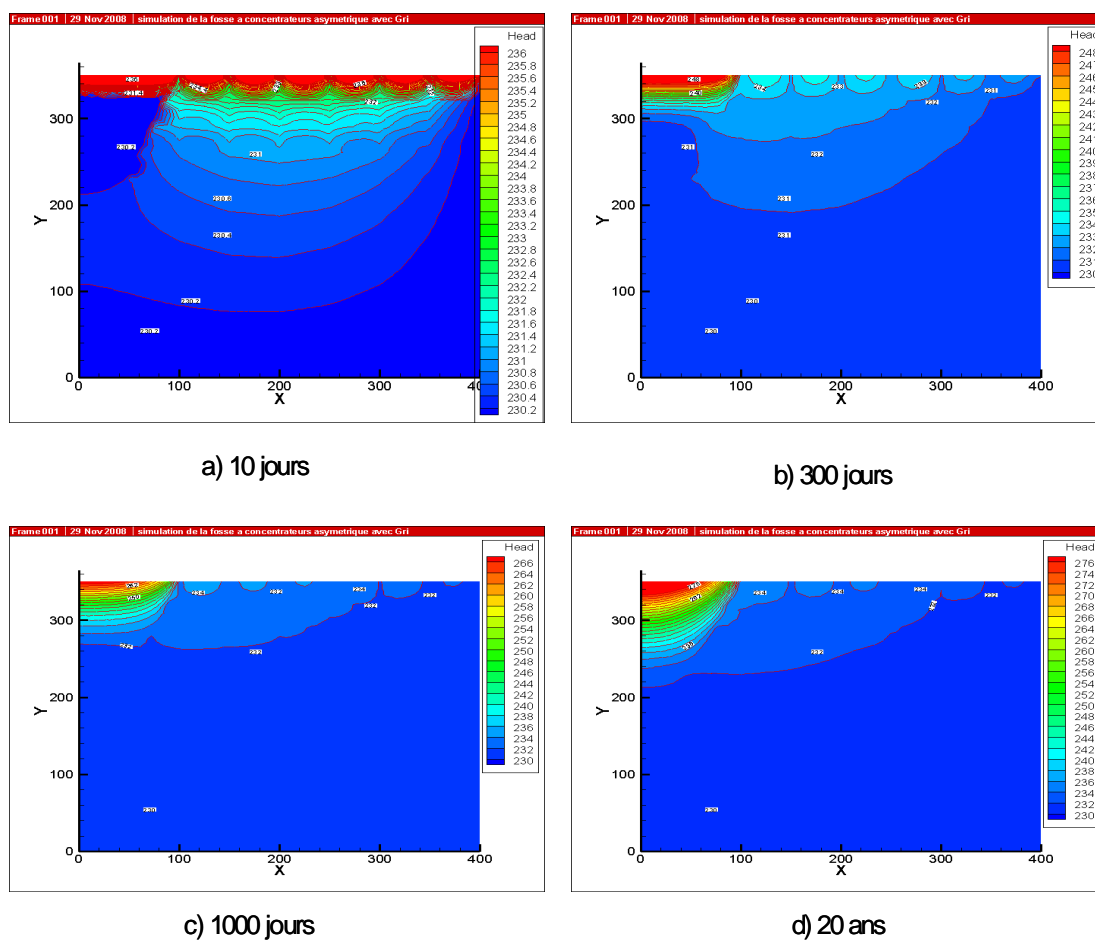


Figure 4.90 Distribution de charges hydrauliques en fonction du temps, cas 16.

Les figures 4.91 et 92 montrent les variations de la pression et du degré de saturation en fonction du temps et de la hauteur le long de l'axe vertical situé à  $x = 40$  m.

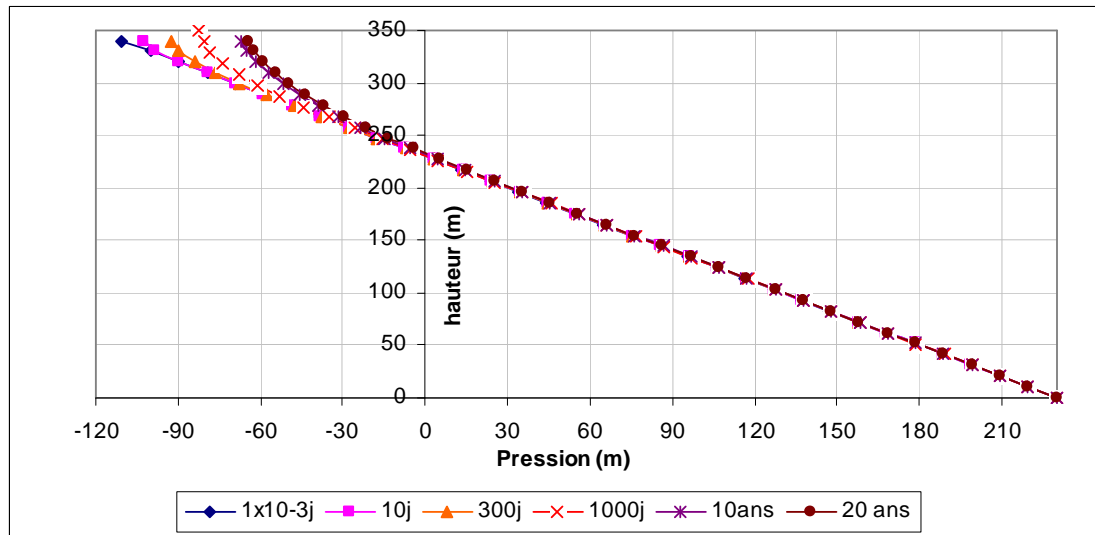


Figure 4.91 Variation de la pression le long de l'axe vertical situé à  $x = 40$  m, cas 16.

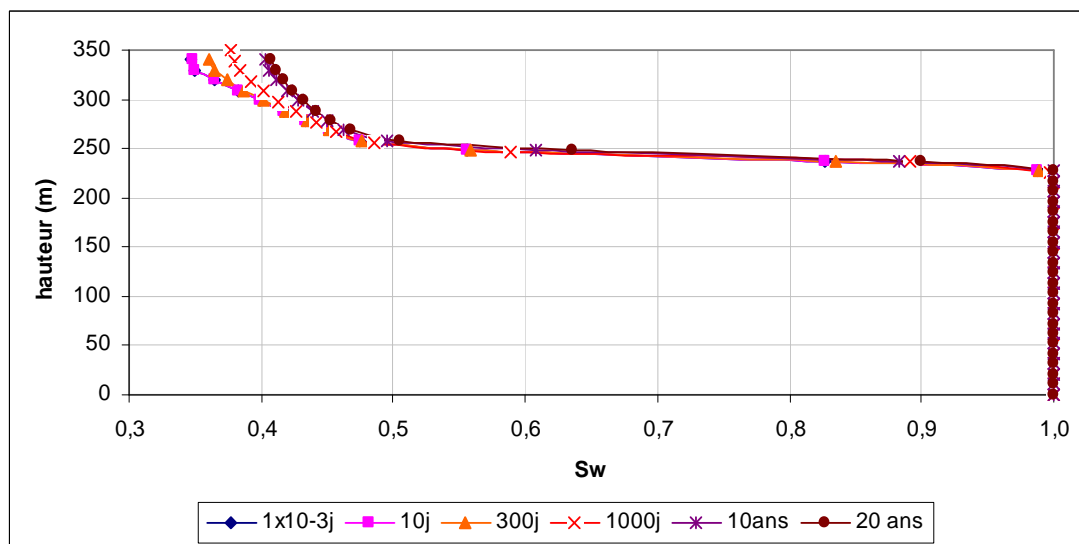


Figure 4.92 Variation du degré de saturation le long de l'axe vertical situé à  $x = 40$  m, cas 16.

La figure 4.91 montre une augmentation de la pression en fonction du temps dans les rejets de concentrateur alors qu'il n'y a pas de variation dans le massif rocheux à cause du faible écoulement. La variation de la pression est moins importante ici que dans le cas sans fractures. La figure 4.92 montre une petite variation des degrés de saturation dans la fosse suite à un certain remplissage. Par contre, le massif rocheux reste saturé et son degré de saturation ne varie pas.

L'évolution des isocontours de la concentration en fonction du temps est montrée sur la figure 4.93. La figure 4.93 met en évidence la migration importante des contaminants à travers le réseau des fractures orthogonales. Les contaminants migrent aussi à travers les fractures horizontales vers la frontière verticale droite. Ainsi, on peut voir que la présence d'un réseau orthogonal de fractures induit une augmentation de la concentration en profondeur et aussi latéralement lorsque la frontière droite est perméable.

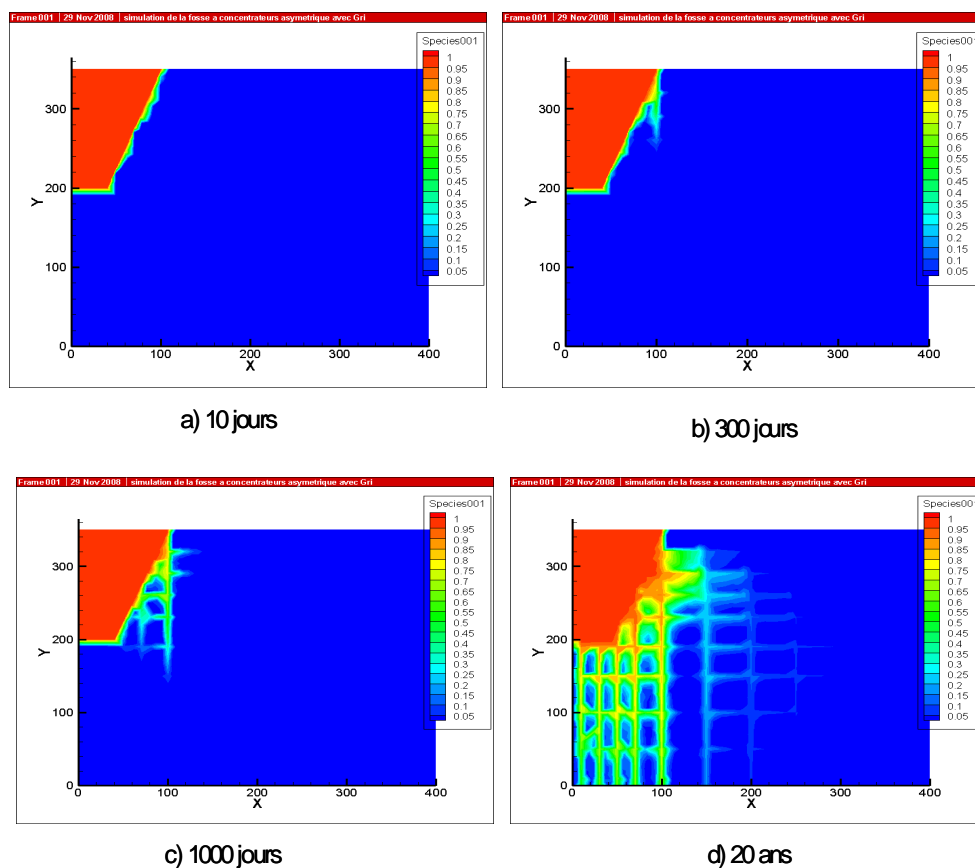


Figure 4.93 Isocontours de concentrations en fonction du temps, cas 16.

Une comparaison des concentrations pour les cas d'un massif rocheux homogène et avec fractures orthogonales aux points d'observation ( $x = 40$  m,  $y = 150$  m) et ( $x = 100$  m,  $y = 300$  m) est montrée sur les figures 4.94 et 4.95. La figure 4.94 montre que les concentrations au point ( $x = 40$  m,  $y = 150$  m) sont beaucoup plus élevées pour le cas avec fractures orthogonales. La concentration maximale y est de  $0.80 \text{ kg/m}^3$  après deux ans pour le cas avec fractures, alors qu'elle est seulement de  $0.11 \text{ kg/m}^3$  pour le cas sans fractures.

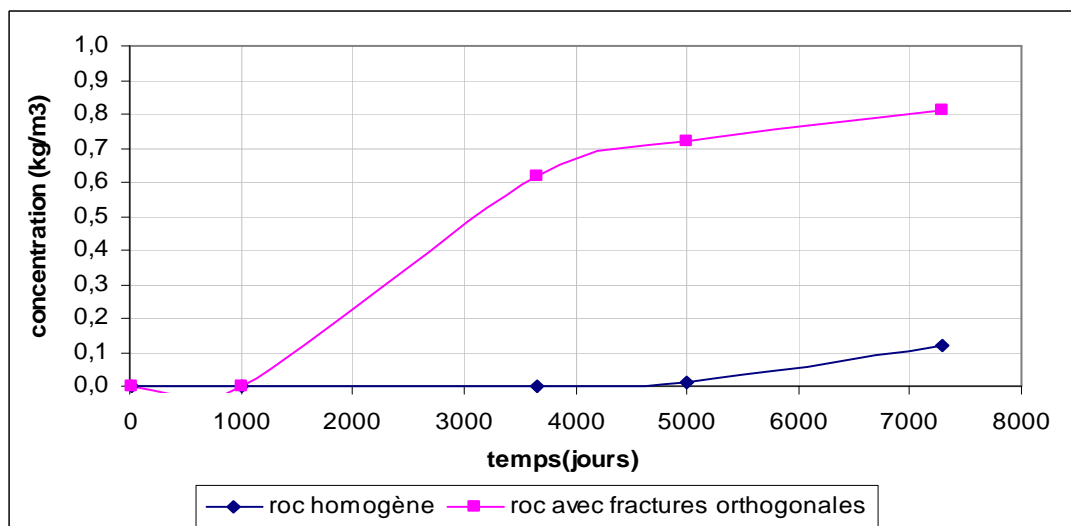


Figure 4.94 Comparaison des profils de concentration au point ( $x = 40$  m,  $y = 150$  m), fosse remplie de rejets de concentrateur, série 7 (cas 15 et 16).

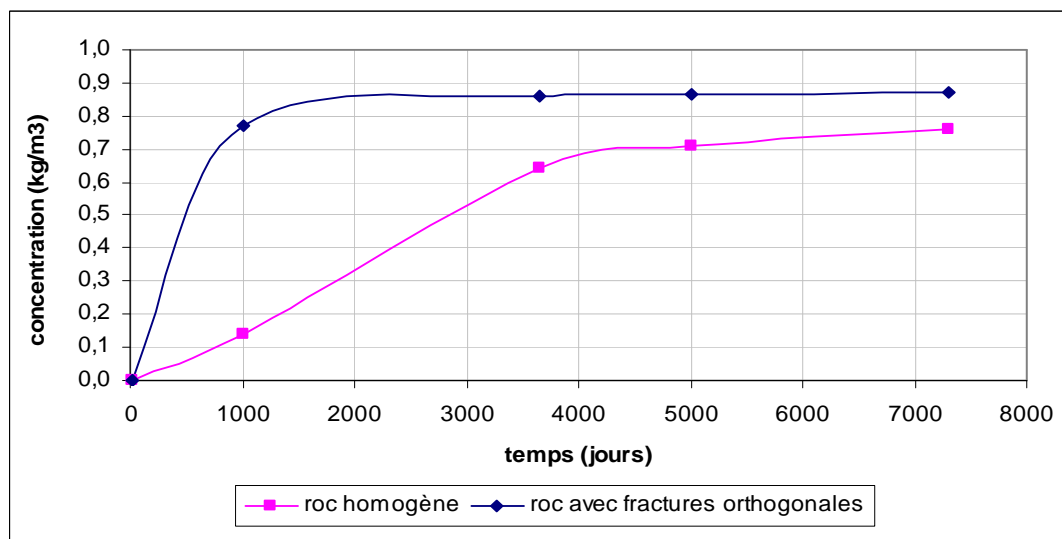


Figure 4.95 Comparaison des profils de concentration au point ( $x = 100$  m,  $y = 300$  m), fosse remplie de rejets de concentrateur, série 7 (cas 15 et 16).

La figure 4.95 montre que les concentrations au point ( $x = 100$  m,  $y = 300$  m) sont aussi plus élevées en présence de fractures orthogonales. L'augmentation de la concentration est plus rapide pour le cas avec fractures, elle atteint  $0.77 \text{ kg/m}^3$  après un temps de 1000 jours. On peut noter aussi que la différence en concentrations est plus importante au début de la simulation qu'à long terme.

#### 4.3.3 Série 8 : Nappe initialement à 200 m

Cette série de simulations permet d'étudier l'effet de l'abaissement du niveau initial de la nappe. La nappe a été fixée à l'élévation  $y = 200$  m (au lieu de 230 m), donc les rejets sont initialement non saturés. Un flux de précipitation de 1.5 mm/jour a été imposé en surface pendant dix jours suivis de dix jours sans pluie en alternance sur une période de 20 ans. La frontière verticale est imperméable alors qu'une charge hydraulique de 200 m a été fixée à la base du modèle. Deux cas sont présentés : un premier cas avec un massif rocheux homogène (non fracturé) et un deuxième cas avec un réseau de fractures orthogonales.

##### 4.3.3.1 cas 17 : Massif rocheux homogène

L'évolution des isocontours de la charge hydraulique en fonction du temps est montrée sur la figure 4.96. Cette figure montre une augmentation des charges hydrauliques en fonction du temps, avec des valeurs qui atteignent un maximum de 283 m après 20 ans, près de la surface. On peut noter que l'augmentation de la charge est plus importante dans la fosse que dans le massif rocheux. Les isocontours des charges hydrauliques sont parallèles à l'axe des  $x$  et perpendiculaires à la frontière verticale car cette dernière est imperméable.

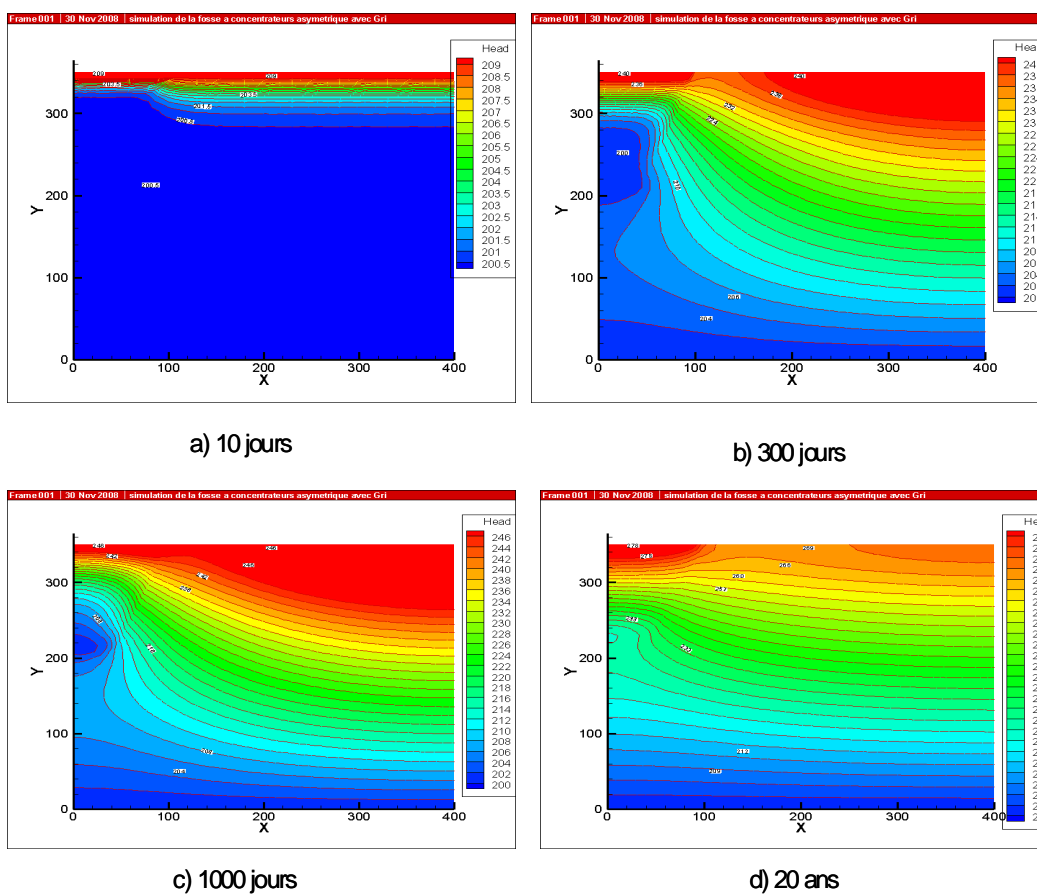


Figure 4.96 Distribution des charges hydrauliques en fonction du temps, fosse remplie de rejets de concentrateur, cas 17.

Les figures 4.97 et 4.98 montrent les variations de la pression et du degré de saturation en fonction du temps et de la hauteur le long de l'axe vertical situé à  $x = 40$  m.



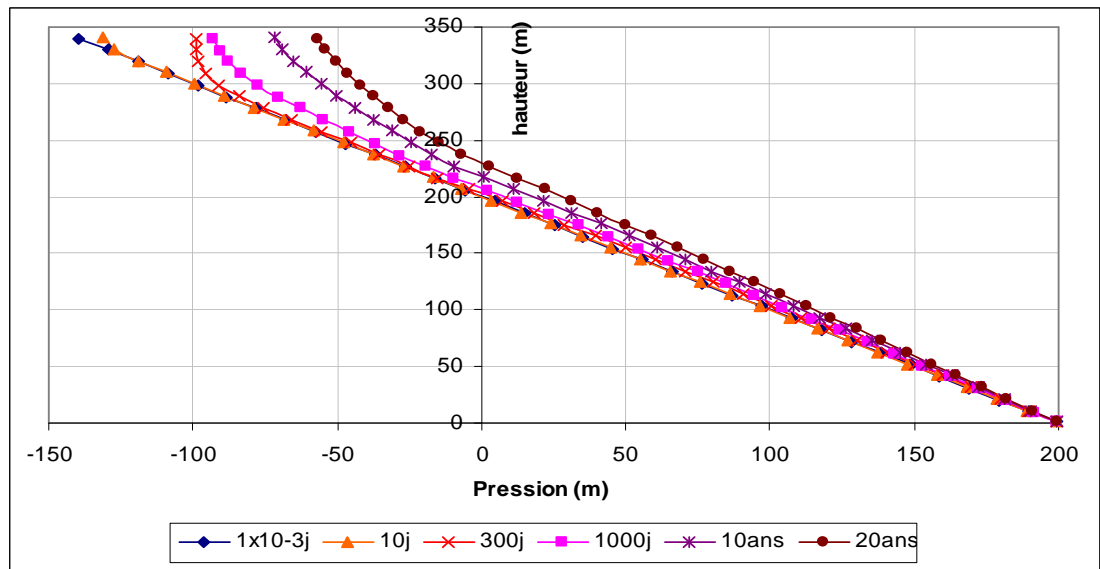


Figure 4.97 Variation de la pression le long de l'axe vertical situé à  $x = 40$  m, fosse remplie de rejets de concentrateurs, cas 17.

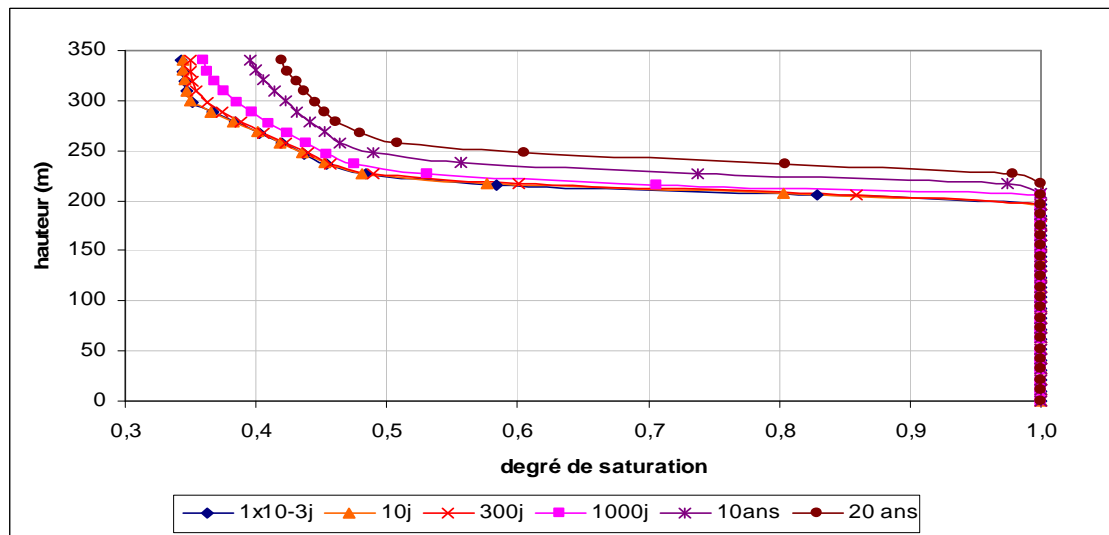


Figure 4.98 Variation du degré de saturation le long de l'axe vertical situé à  $x = 40$  m, fosse remplie de rejets de concentrateurs, cas 17.

La figure 4.97 montre une augmentation de la pression dans la fosse et dans le massif rocheux sous l'effet de l'infiltration. Les variations sont plus importantes dans les rejets que dans le massif. La figure 4.98 montre que le massif rocheux reste saturé jusqu'à une hauteur de 200 m alors que le degré de saturation varie entre 32 % et 100 % dans les rejets de concentrateurs. Il y a une augmentation des teneurs en eau en fonction du temps dans la fosse sous l'effet de remontée de nappe et remplissage progressif de la fosse.

Une comparaison de la variation de la pression et du degré de saturation en fonction du temps au un point ( $x = 40$  m,  $y = 250$  m) situé à l'intérieur de la fosse, pour les deux positions de la nappe (cas 12 et cas 17) est montrée sur les figures 4.99 et 4.100.

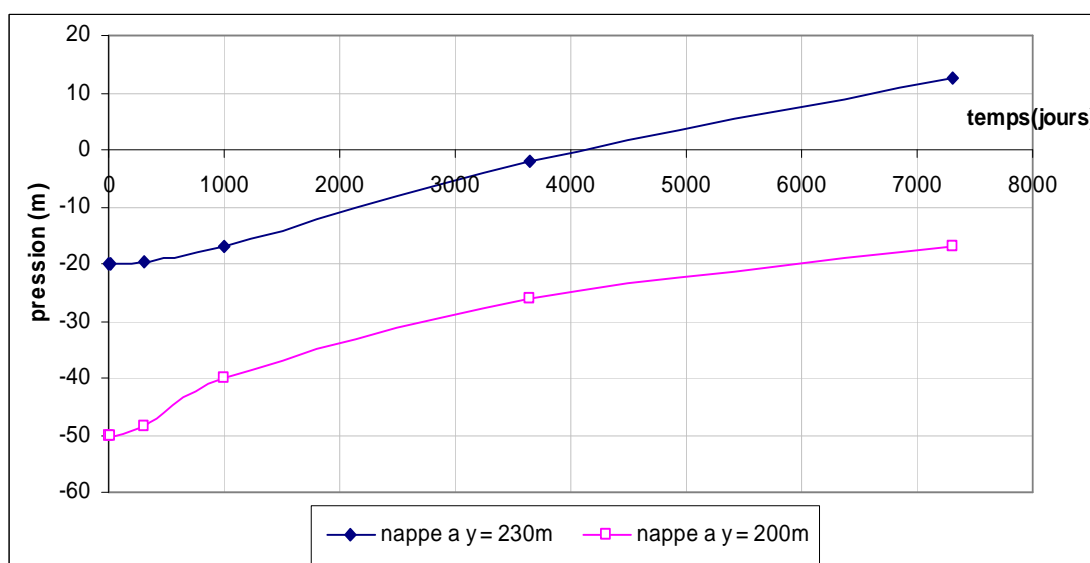


Figure 4.99 Comparaison de la pression au point ( $x = 40$  m,  $y = 250$  m), fosse remplie de rejets de concentrateur, cas 12 et cas 17.

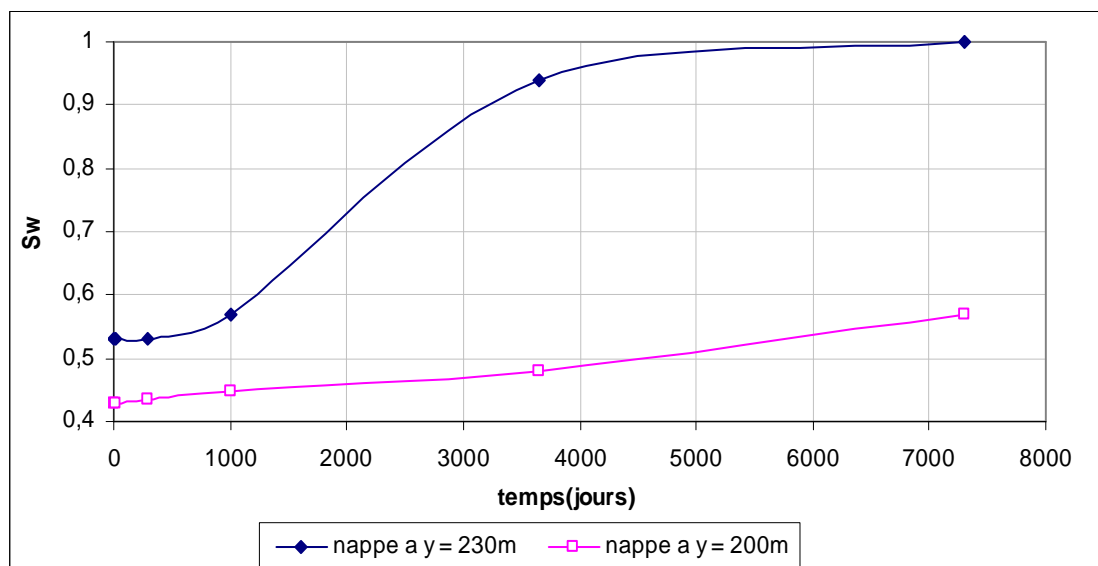


Figure 4.100 Comparaison du degré de saturation au point ( $x = 40$  m,  $y = 250$  m), fosse remplie de rejets de concentrateur, cas 12 et 17.

La figure 4.99 montre une augmentation plus importante de la pression lorsque le niveau initial de la nappe est à  $y = 230$  m. Ceci implique que lorsque les rejets de concentrateur sont initialement humides, la fosse pourrait se remplir plus facilement sous l'effet des précipitations. Il y a une remontée de la nappe.

La figure 4.100 montre qu'avec un niveau initial de la nappe à 230 m, les rejets arrivent à se saturer après un temps de 20 ans, alors que lorsque la nappe est plus profonde, ils atteignent un maximum de saturation de 60 % seulement.

L'évolution des isocontours de la concentration est montrée sur la figure 4.101. Cette figure montre une migration lente de contaminants au début de la simulation, mais devient importante après 20 ans. La migration latérale n'est pas négligeable malgré que la frontière verticale soit imperméable.

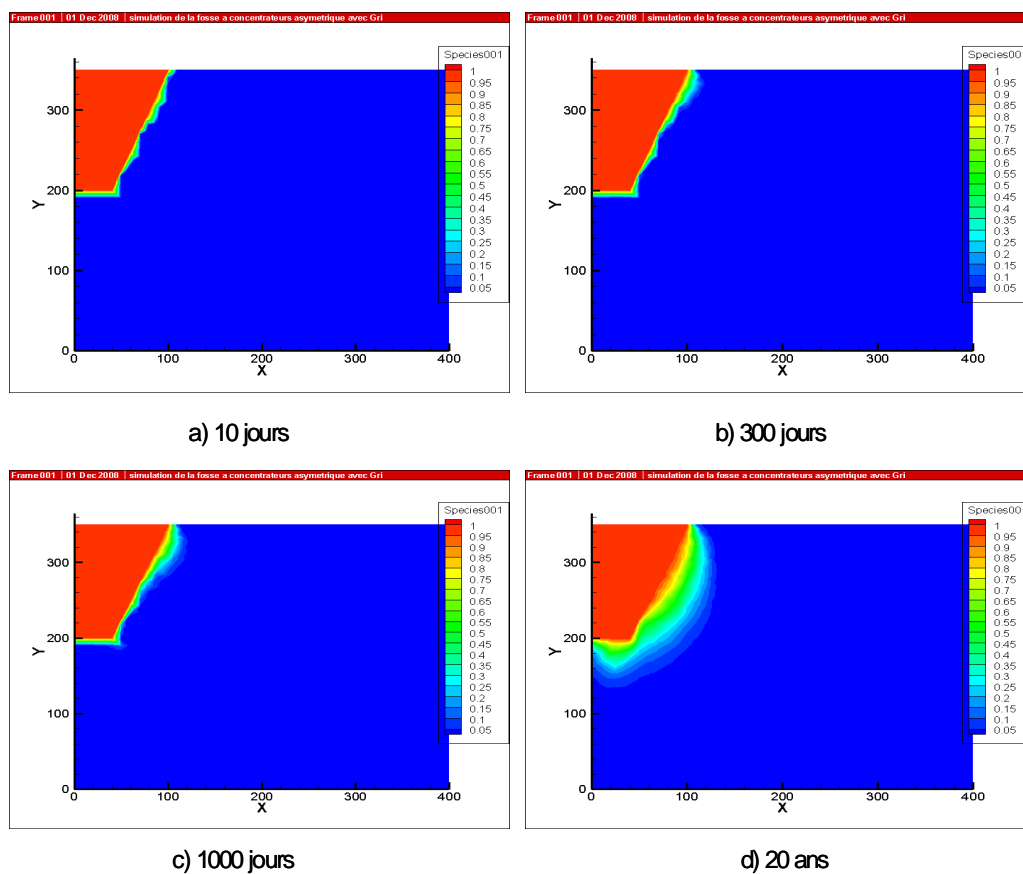


Figure 4.101 Isocontours de concentration en fonction du temps, fosse remplie de rejets de concentrateur, cas 17.

La figure 4.102 compare les concentrations en fonction du temps au point ( $x = 100$  m,  $y = 300$  m) pour les deux positions de la nappe (cas 12 et cas 17). Cette figure montre que les concentrations sont plus élevées lorsque le niveau initial de la nappe est plus profond.

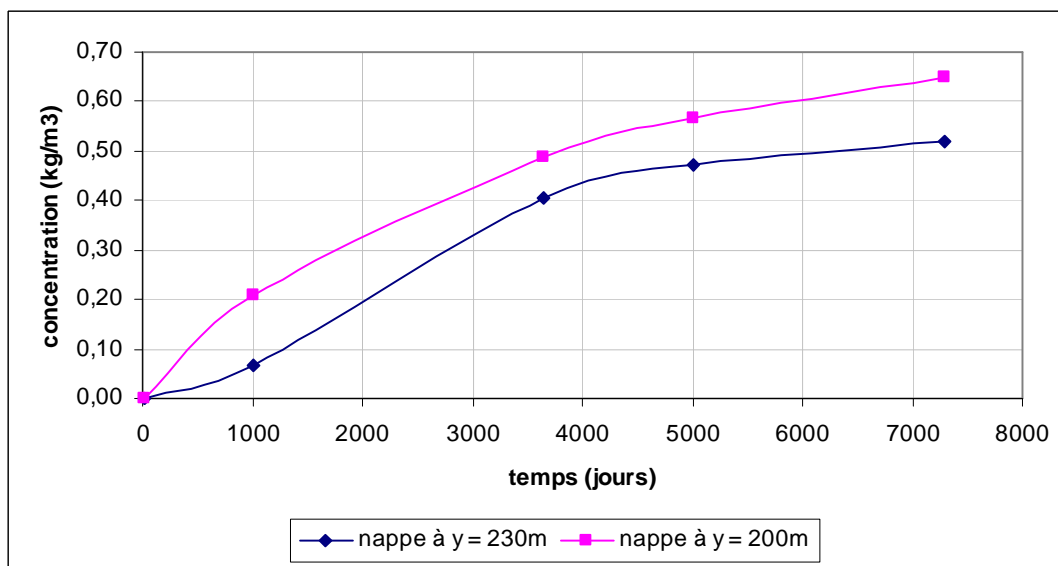


Figure 4.101 Comparaison des concentrations en fonction du temps au point ( $x = 100$  m,  $y = 300$  m), fosse remplie de rejets de concentrateur, cas 12 et 17.

#### 4.3.3.2 Cas 18 : Massif rocheux avec fractures orthogonales

Ici, un réseau de fractures orthogonales a été ajouté au massif rocheux. Les fractures ont une ouverture de 0.3 mm. Les mêmes conditions initiales et aux limites que celles utilisées pour le cas 17 ont été imposées ici.

L'évolution des isocontours des charges hydraulique en fonction du temps est montrée sur la figure 4.102. Cette figure montre l'effet des fractures sur la répartition des charges hydrauliques. Il y a peu de variation des charges dans le massif parce que l'eau s'écoule rapidement dans les fractures, alors que les charges augmentent dans la fosse. Les isocontours de la charge sont plus serrés dans les rejets de concentrateur.

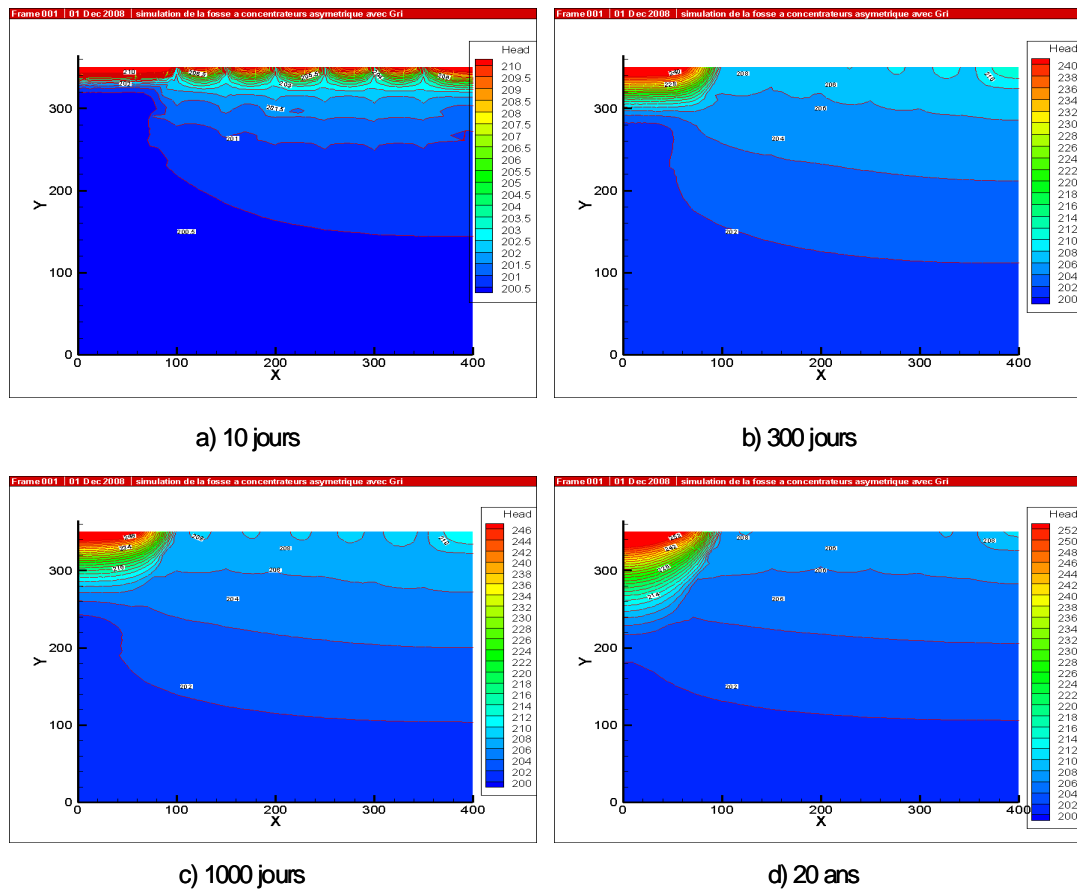


Figure 4.102 Distribution de la charge hydraulique en fonction du temps, fosse remplie de rejets de concentrateur, cas 18.

Les figures 4.103 et 4.104 montrent les variations de la pression et du degré de saturation en fonction du temps et de la hauteur le long de l'axe vertical situé à  $x = 40$  m.

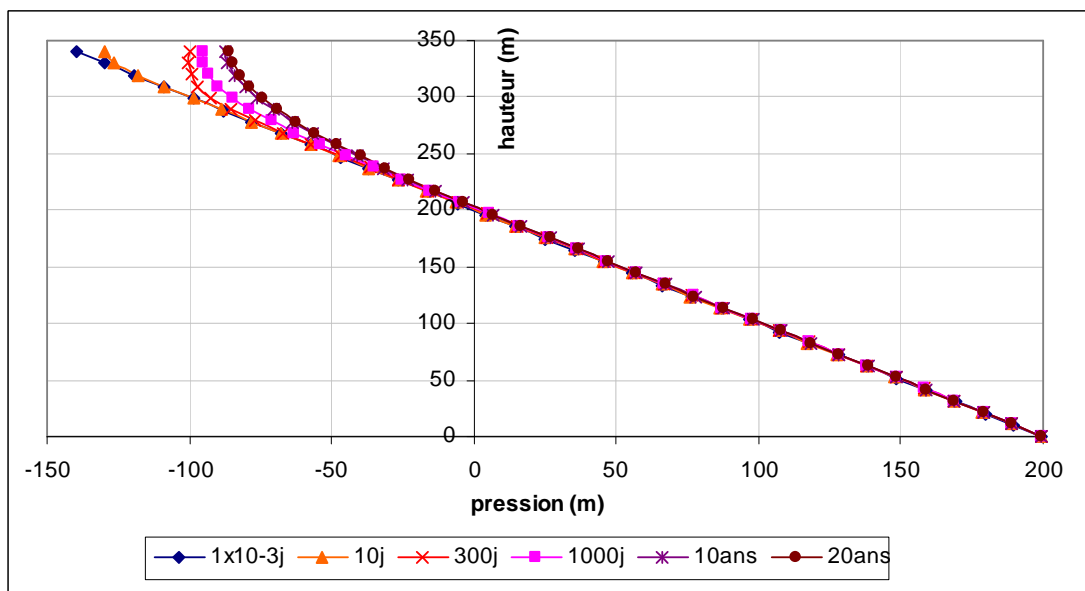


Figure 4.103 Variation de la pression le long de l'axe vertical situé à  $x = 40$  m, fosse remplie de rejets de concentrateur, cas 18.

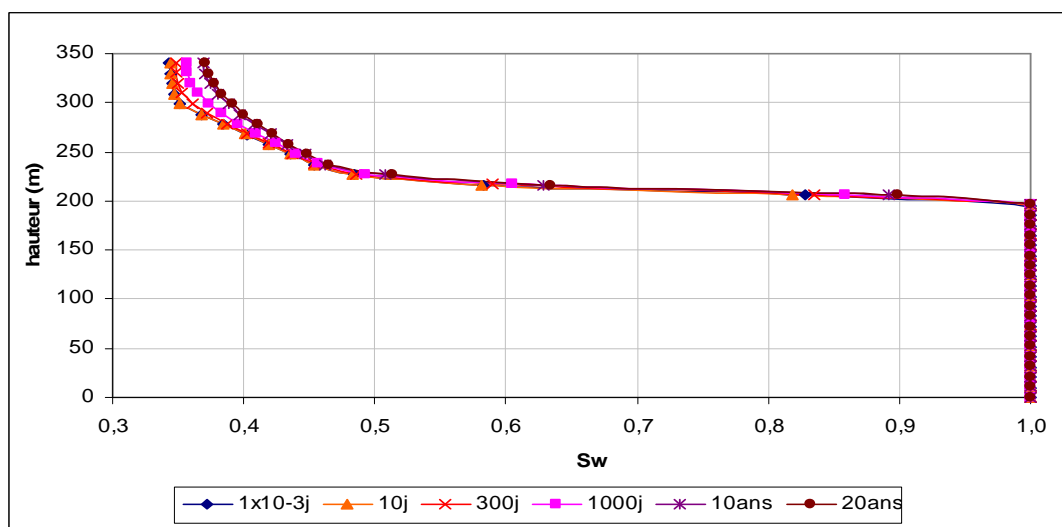


Figure 4.104 Variation du degré de saturation le long de l'axe vertical situé à  $x = 40$  m, fosse remplie de rejets de concentrateur, cas 18.

Les figures 4.103 et 4.104 montrent une très faible variation de la pression et du degré de saturation dans le massif à cause de la présence des fractures. Il y a une augmentation du degré de saturation dans la fosse, ce qui implique son remplissage progressif. Seulement, ce remplissage est moins important ici que lorsque le massif rocheux est homogène. L'évolution des isocontours de la concentration en fonction du temps est montrée sur la figure 4.105. Cette figure montre une migration importante de contaminants à travers le réseau des fractures orthogonales. Cette migration est lente au début mais devient rapide à des temps élevés. Il y a aussi une communication entre les fractures.

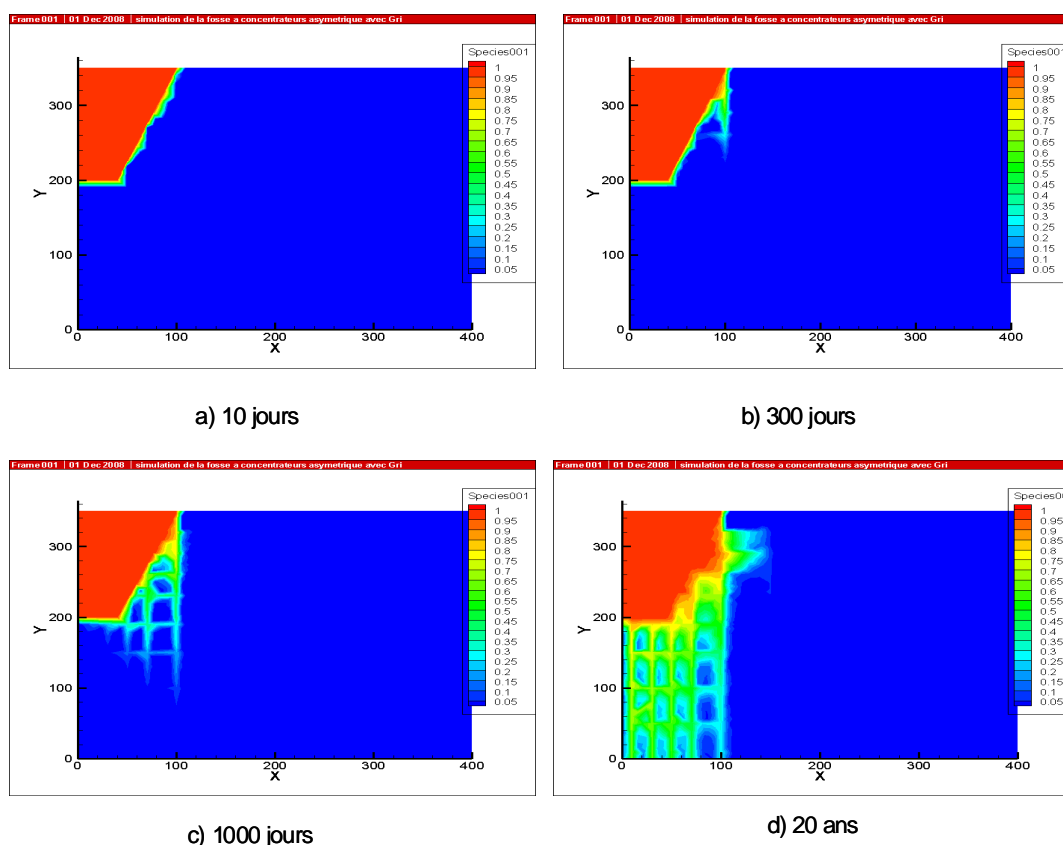


Figure 4.105 Isocontours de concentration en fonction du temps, fosse remplie de rejets de concentrateur, cas 18.



La figure 4.105 permet de noter que la migration latérale est limitée dans le temps car la frontière verticale est imperméable. Une comparaison des concentrations en fonction du temps au point ( $x = 100$  m,  $y = 300$  m) pour les cas d'un massif homogène et avec fractures orthogonales est montrée sur la figure 4.106. Cette figure montre que les concentrations sont plus élevées en présence des fractures. L'augmentation est aussi plus rapide avec une concentration qui atteint  $0.80 \text{ kg/m}^3$  au bout de 1000 jours, alors que cette valeur est de  $0.20 \text{ kg/m}^3$  lorsque le massif rocheux est homogène.

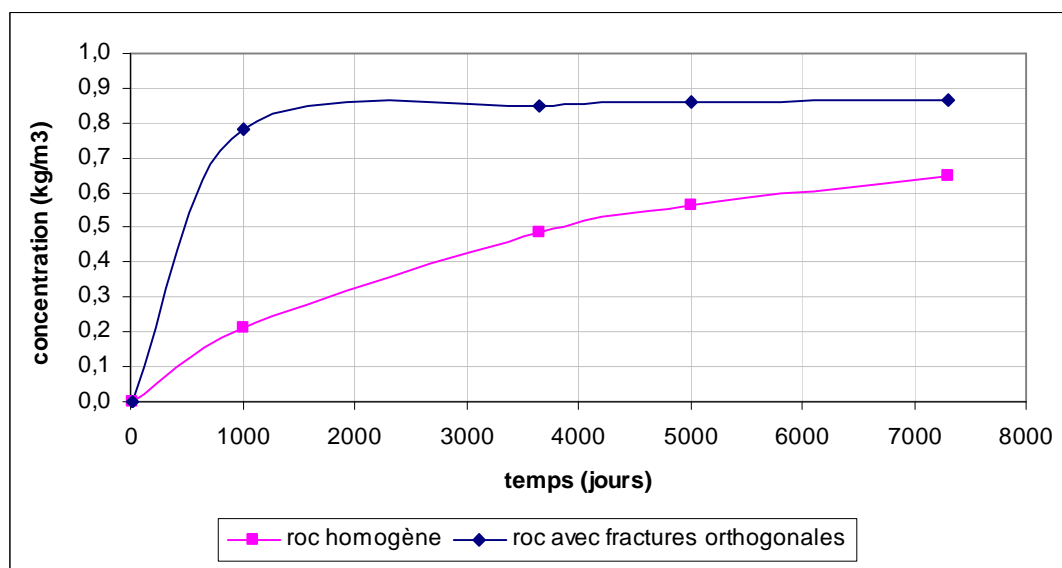


Figure 4.106 Comparaison des concentrations au point ( $x = 100$  m,  $y = 300$  m), fosse remplie de rejets de concentrateurs, cas 17 et 18.

#### 4.3.4 Série 9 : Flux de précipitation variable

Dans cette série de simulations, une pression variable entre 0 et - 150 m pour  $y$  variant entre 0 et 350 m a été imposée initialement. Comme condition aux frontières, une pluie variable sur l'année a été imposée en surface en considérant des données pluviométriques annuelles de la station Latulipe (située au nord du Québec).

Une période de un jour de pluie suivi de deux jours sans pluie pour chaque mois de l'année a été considérée en alternance sur une période de 2 ans. Une charge hydraulique de 0 m a été fixée à la base du modèle et la frontière verticale est imperméable. Deux cas sont présentés : un premier cas avec un massif rocheux homogène et un deuxième cas avec des fractures orthogonales.

#### 4.3.4.1 Cas 19 : Massif rocheux homogène

L'évolution des isocontours de la charge hydraulique en fonction du temps est montrée sur la figure 4.107.

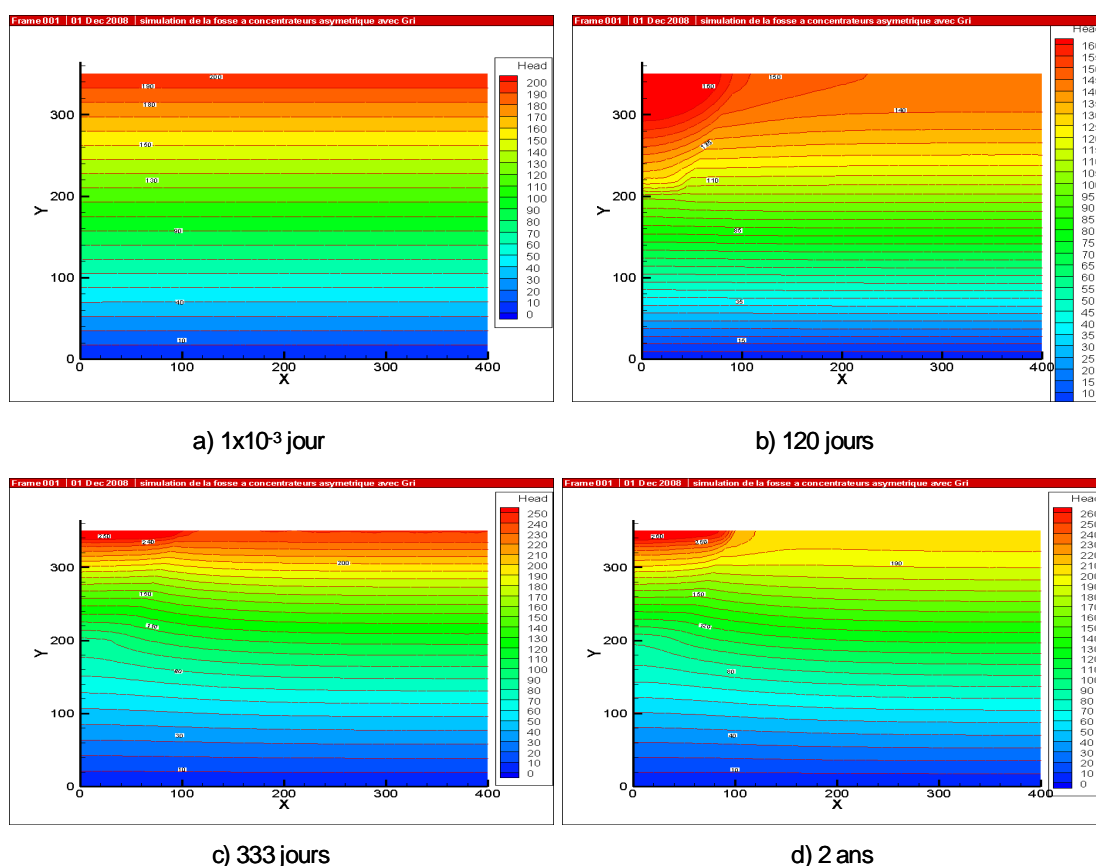


Figure 4.107 Distribution de la charge hydraulique en fonction du temps, fosse remplie de rejets de concentrateur, cas 19.

La figure 4.107 montre que la répartition initiale des charges hydrauliques est linéaire avec des valeurs qui varient entre 0 m (à la base) et 200 m (en surface). Les isocontours sont parallèles à l'axe des  $x$  ce qui donne un écoulement principalement vertical. Sous l'effet des infiltrations, il y a une augmentation des charges hydrauliques, surtout dans la fosse près de la surface où l'eau peut s'infiltrer plus facilement. Après environ 2 ans, un maximum de charge de 265 m est atteint près de la surface.

Les variations de la pression et du degré de saturation en fonction de la hauteur et du temps le long de l'axe vertical situé à  $x = 40$  m sont montrées sur les figures 4.108 et 4.109. La figure 4.108 montre une variation plus importante de la pression dans les rejets de concentrateur que dans le massif rocheux. Il y a une augmentation de la pression sous l'effet des précipitations dans la fosse près de la surface alors que la variation est moins significative dans le massif rocheux.

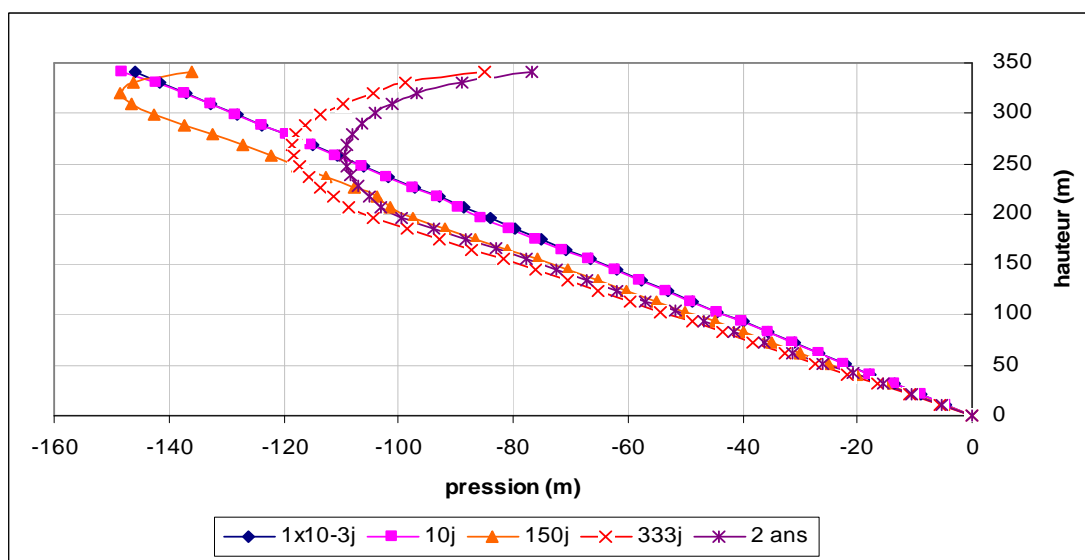


Figure 4.108 Variation de la pression le long de l'axe vertical situé à  $x = 40$  m, fosse remplie de rejets de concentrateur, cas 19.

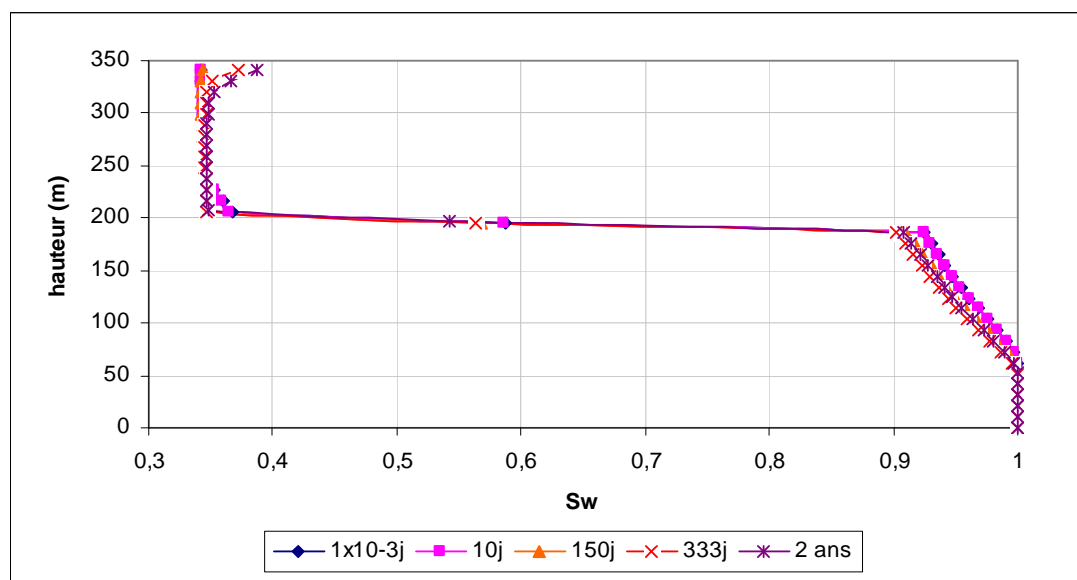


Figure 4.109 Variation du degré de saturation le long de l'axe vertical situé à  $x = 40$  m, fosse remplie de rejets de concentrateur, cas 19.

La figure 4.109 montre une certaine désaturation du massif rocheux en fonction du temps mais il reste à une saturation élevée, alors qu'il y a une augmentation du degré de saturation dans la fosse près de la surface. Seulement, les rejets de concentrateurs restent à un degré de saturation plus faible.

L'évolution des isocontours de la concentration en fonction du temps est montrée sur la figure 4.110. Cette figure montre une migration de contaminants en profondeur et latérale, mais qui reste limitée dans le temps.

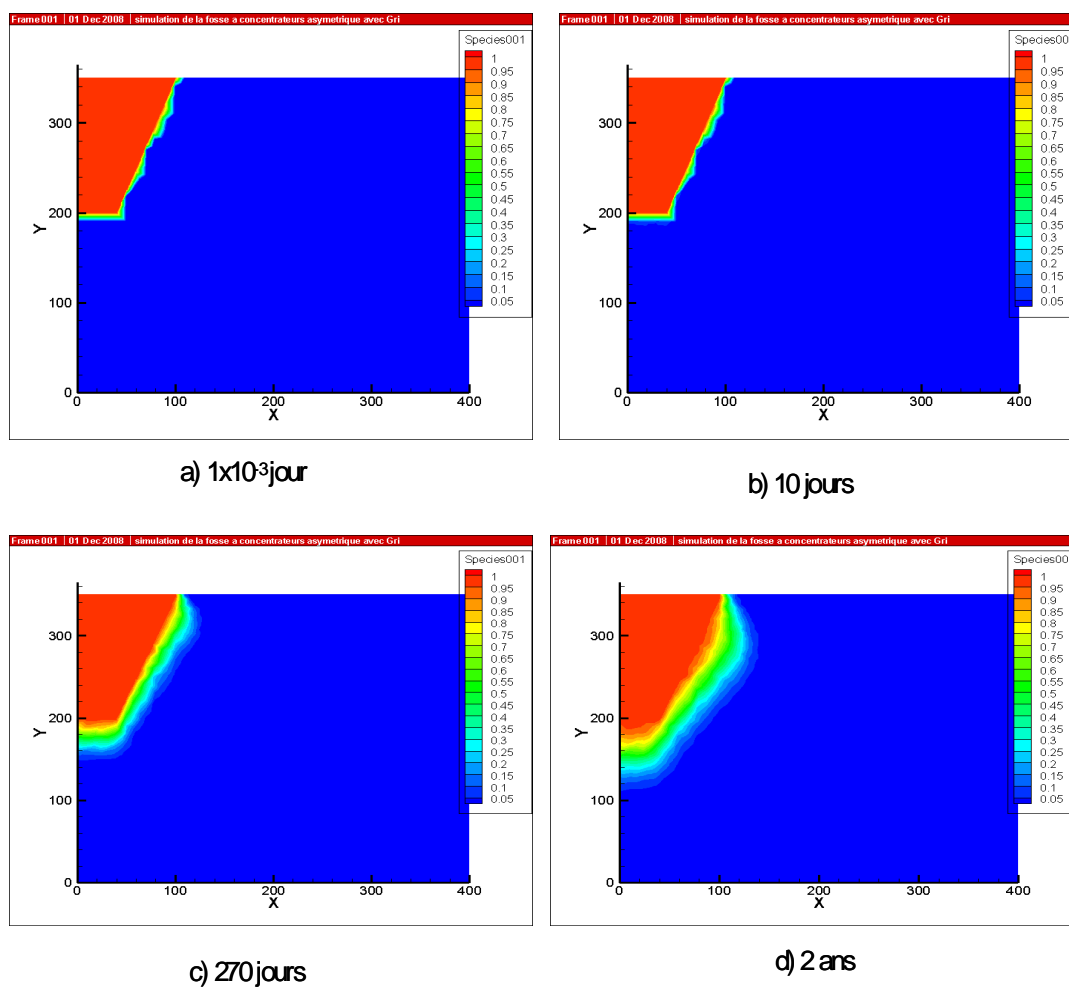


Figure 4.110 Isocontours de la concentration en fonction du temps, fosse remplie de rejets de concentrateur, cas 19.

L'évolution de la concentration en fonction du temps au point ( $x = 40$  m,  $y = 150$  m) est montrée sur la figure 4.111. On peut noter une augmentation des concentrations en fonction du temps. La concentration atteint un maximum de  $0.25 \text{ kg/m}^3$  après environ 2 ans. Cette valeur pourrait être plus élevée pour des temps plus grands.

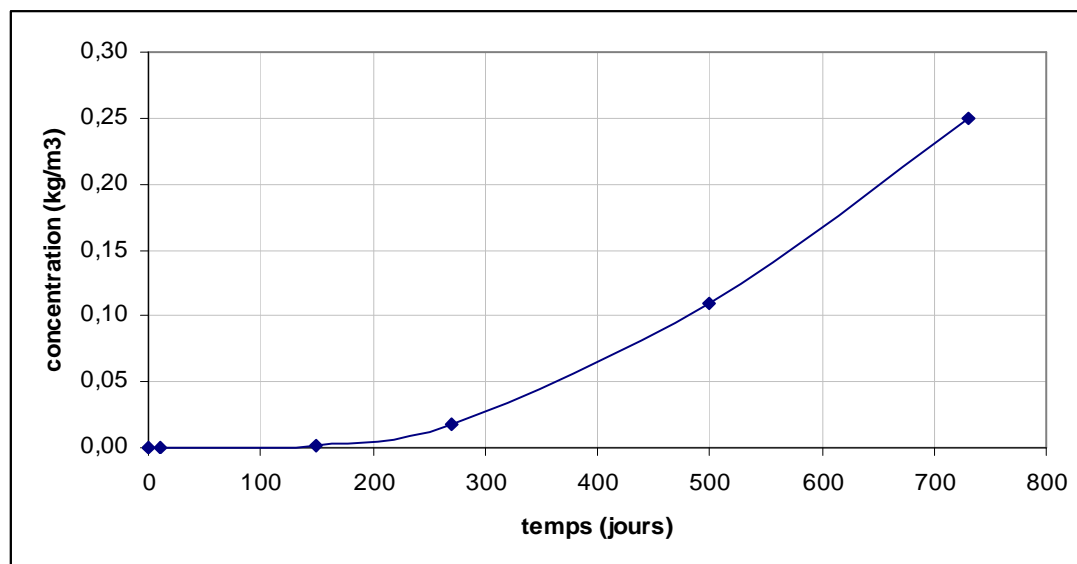


Figure 4.111 Profil de la concentration au point ( $x = 40$  m,  $y = 150$  m), fosse remplie de rejets de concentrateur, cas 19.

#### 4.3.4.2 Cas 20 : Massif rocheux avec fractures orthogonales

Ici, un réseau de fractures orthogonales d'une ouverture 0.3 mm a été ajouté au massif rocheux. Les mêmes conditions initiales et aux limites que celles du cas 19 ont été imposées. L'évolution des isocontours de la charge hydraulique en fonction du temps est montrée sur la figure 4.112. Cette figure montre que la répartition initiale des charges hydrauliques est linéaire avec des isocontours parallèles à l'axe des  $x$ . En fonction du temps, l'effet des fractures devient de plus en plus significatif. Ces fractures induisent une certaine homogénéisation de la charge hydraulique dans le massif rocheux, alors qu'il y a une augmentation dans la fosse.

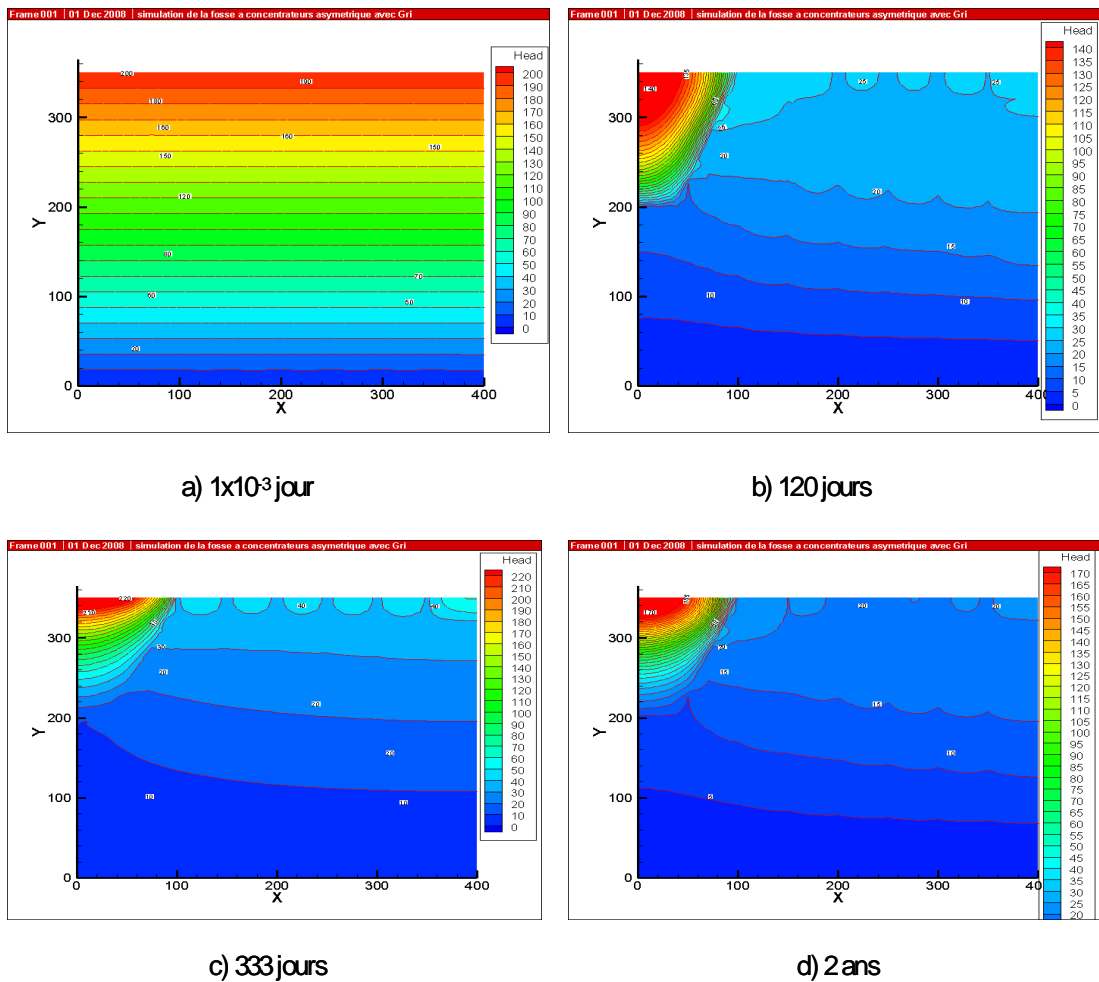


Figure 4.112 Distribution de la charge hydraulique en fonction du temps, fosse remplie de rejets de concentrateur, cas 20.

Les figures 4.113 et 4.114 montrent les variations de la pression et du degré de saturation en fonction de la hauteur et du temps le long de l'axe vertical situé à  $x = 40$  m.

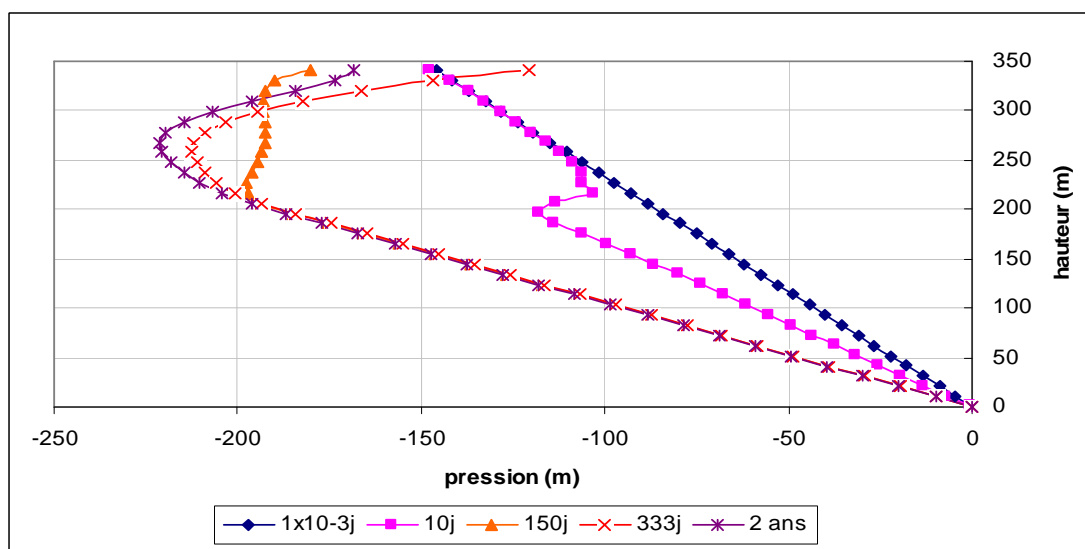


Figure 4.113 Variation de la pression le long de l'axe vertical situé à  $x = 40$  m, fosse remplie de rejets de concentrateur, cas 20

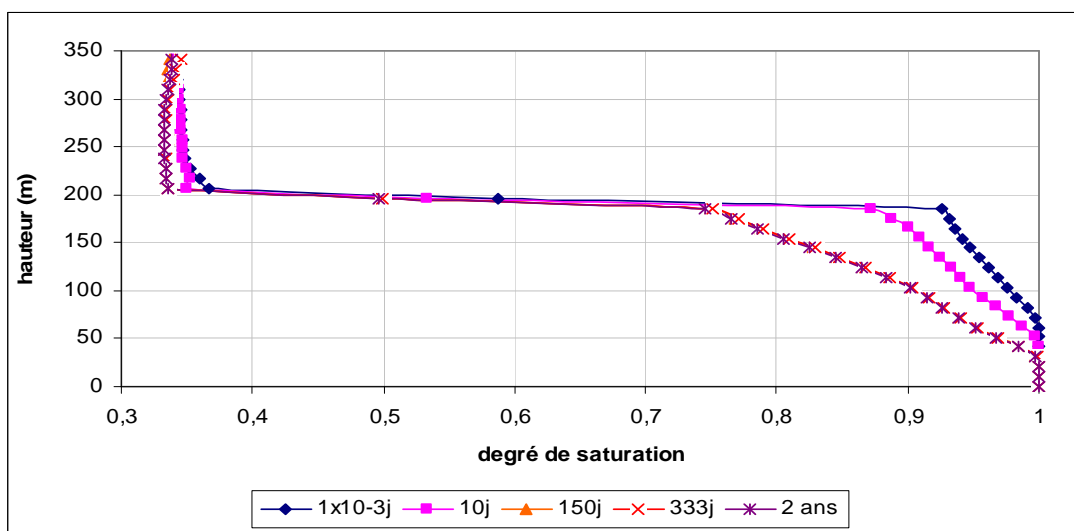


Figure 4.114 Variation du degré de saturation le long de l'axe vertical situé à  $x = 40$  m, fosse remplie de rejets de concentrateur, cas 20.



La figure 4.113 montre une diminution des pressions dans le massif rocheux et dans la fosse. Cette diminution est due à l'effet des fractures qui empêchent l'eau de s'accumuler. La figure 4.114 montre une importante désaturation du massif rocheux avec un degré de saturation qui passe de 100 % à 75 %. On peut aussi noter une petite désaturation à la base de la fosse.

L'évolution des isocontours de la concentration en fonction du temps est montrée sur la figure 4.115. La figure 4.115 montre l'effet des fractures sur la migration de contaminants. Cet effet devient plus significatif avec le temps. On peut remarquer que les contaminants commencent à migrer dans les fractures verticales, puis à travers le réseau de fractures orthogonales. La migration latérale est limitée à cause de la frontière verticale imperméable.

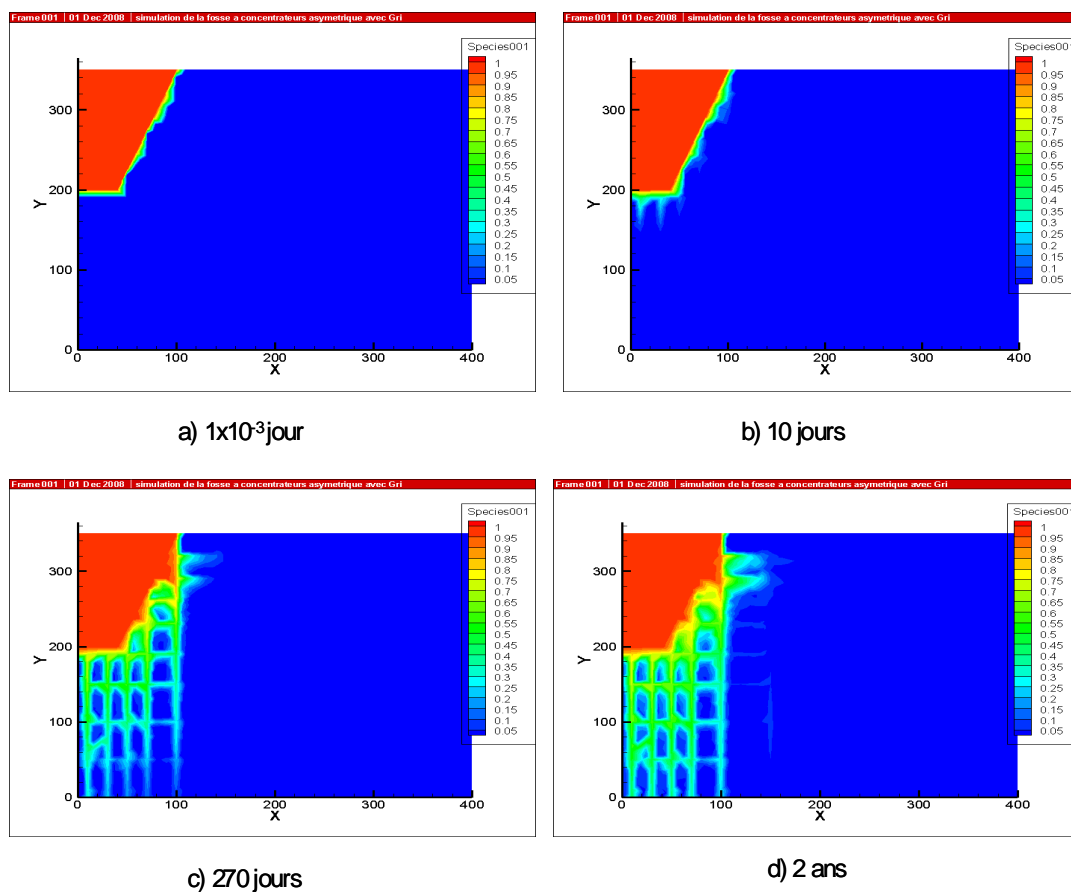


Figure 4.115 Isocontours de concentration en fonction du temps, fosse remplie de rejets de concentrateur, cas 20.

La figure 4.116 compare les concentrations au point ( $x = 40$  m,  $y = 150$  m) pour les cas d'un massif rocheux homogène et avec fractures orthogonales. On peut noter que les concentrations sont plus élevées en présence des fractures orthogonales. La concentration maximale atteinte est de  $0.65 \text{ kg/m}^3$ , alors que lorsque le massif rocheux est homogène, cette valeur est de  $0.23 \text{ kg/m}^3$ .

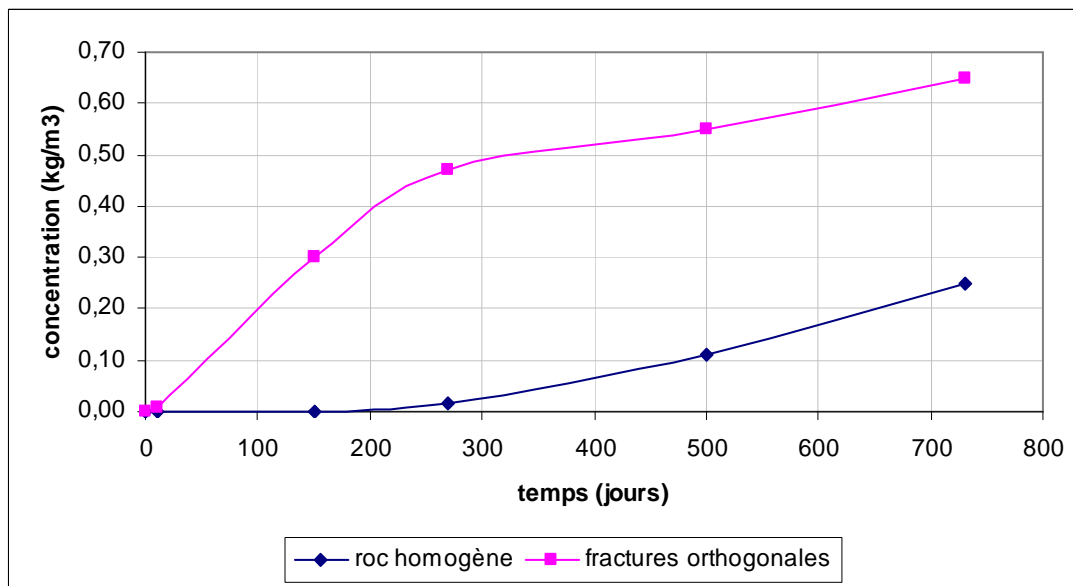


Figure 4.116 Comparaison des concentrations au point ( $x = 40$  m,  $y = 150$  m), fosse remplie de rejets de concentrateur, série 9 (cas 19 et 20).

#### 4.3.5 Série 10 : Approche conceptuelle du milieu poreux équivalent (isotrope)

Cette simulation a pour objectif d'appliquer l'approche du milieu poreux équivalent (MPE) qui a été présentée au chapitre 1 dans la section 2.4.3. Le massif rocheux avec le réseau de fractures orthogonales est remplacé par un milieu poreux ayant des propriétés hydriques équivalentes. Ces propriétés sont surtout influencées par la conductivité hydraulique à saturation équivalente ( $k_{eq}$ ), la porosité équivalente ( $n_{eq}$ ) ainsi que la courbe de rétention d'eau équivalente. La valeur de  $K_{eq}$  peut être déterminée à partir de la relation donnée par Popov et Samardzioska (2005), qui est:

$$k_{eq} = k_f V_f/V_{tot} + k_m V_m/V_{tot} \quad (4.1)$$

où,  $k_f$  et  $k_m$  (en m/s) sont respectivement les conductivités hydrauliques à saturation des fractures et du roc,  $V_f$  et  $V_m$  (en  $m^3$ ) sont respectivement les volumes des fractures et du roc, et  $V_{tot}$  est le volume total (en  $m^3$ ).

En appliquant la relation (4.1), on trouve une valeur du  $k_{eq}$  du massif de l'ordre de  $1.28 \times 10^{-6}$  m/s ( $k_m$  est de  $3.28 \times 10^{-8}$  m/s et  $k_f$  est de  $7.36 \times 10^{-2}$  m/s pour une ouverture de 0.3 mm). Cette valeur du  $k_{eq}$  correspondra à la conductivité hydraulique à saturation d'un sable fin ayant une porosité de 0.35 (que nous prendrons égale à  $n_{eq}$ ).

La courbe de rétention d'eau du MPE a été déterminée en utilisant la méthode de Zhang et Fredlund (2003). À partir de courbe degré de saturation en fonction de la pression pour le MPE et en utilisant la porosité équivalente calculée précédemment, on peut déterminer le degré de saturation en fonction de la pression. Le résultat obtenu est montré sur les figures 4.117 et 4.118.

L'approche du MPE a été appliquée sur le modèle conceptuel de la fosse remplie de rejets de concentrateurs. Le niveau de la nappe a été fixé initialement à l'élévation  $y = 230$  m. Un flux de précipitation de 1.5 mm/jour a été imposé en surface pour une période de dix jours suivis de dix jours sans pluie, en alternance sur 20 ans. La frontière droite est perméable. Les résultats obtenus avec le MPE peuvent être comparés à ceux des cas 15 (massif rocheux non fracturé) et 16 (avec fractures orthogonales).

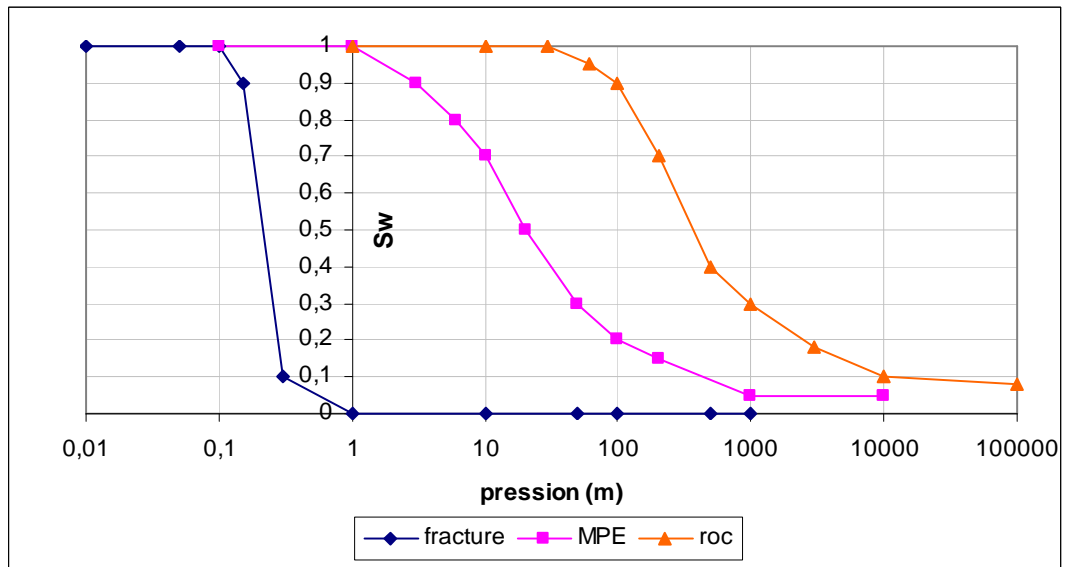


Figure 4.117 Courbes degré de saturation en fonction de la pression pour la fracture, le roc et le MPE (inspirée de Fredlund et Popov).

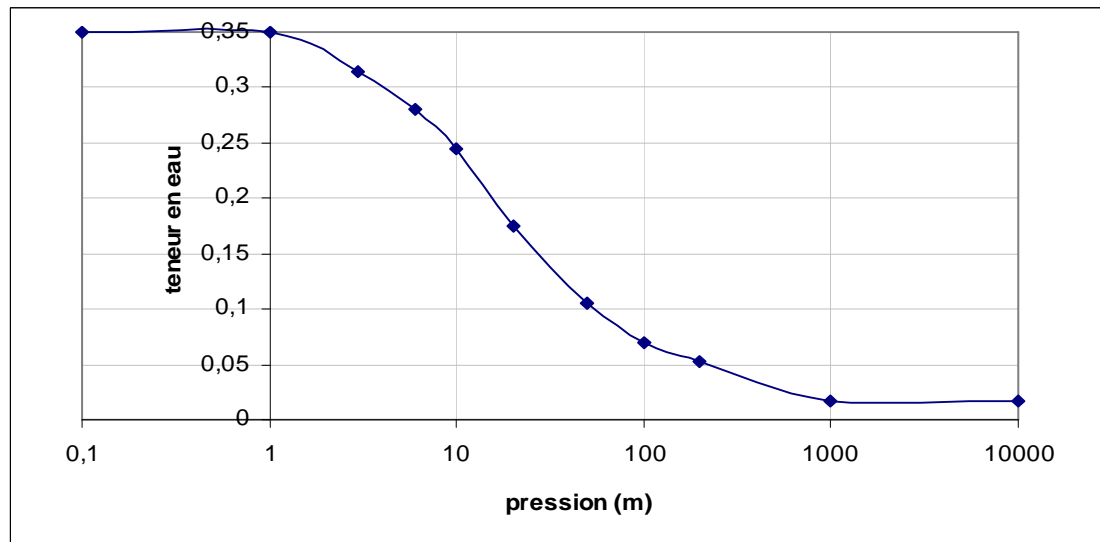


Figure 4.118 Courbe de teneur en eau en fonction de la pression pour le MPE.

L'évolution des isocontours de la charge hydraulique en fonction du temps pour le MPE est montrée sur la figure 4.119.

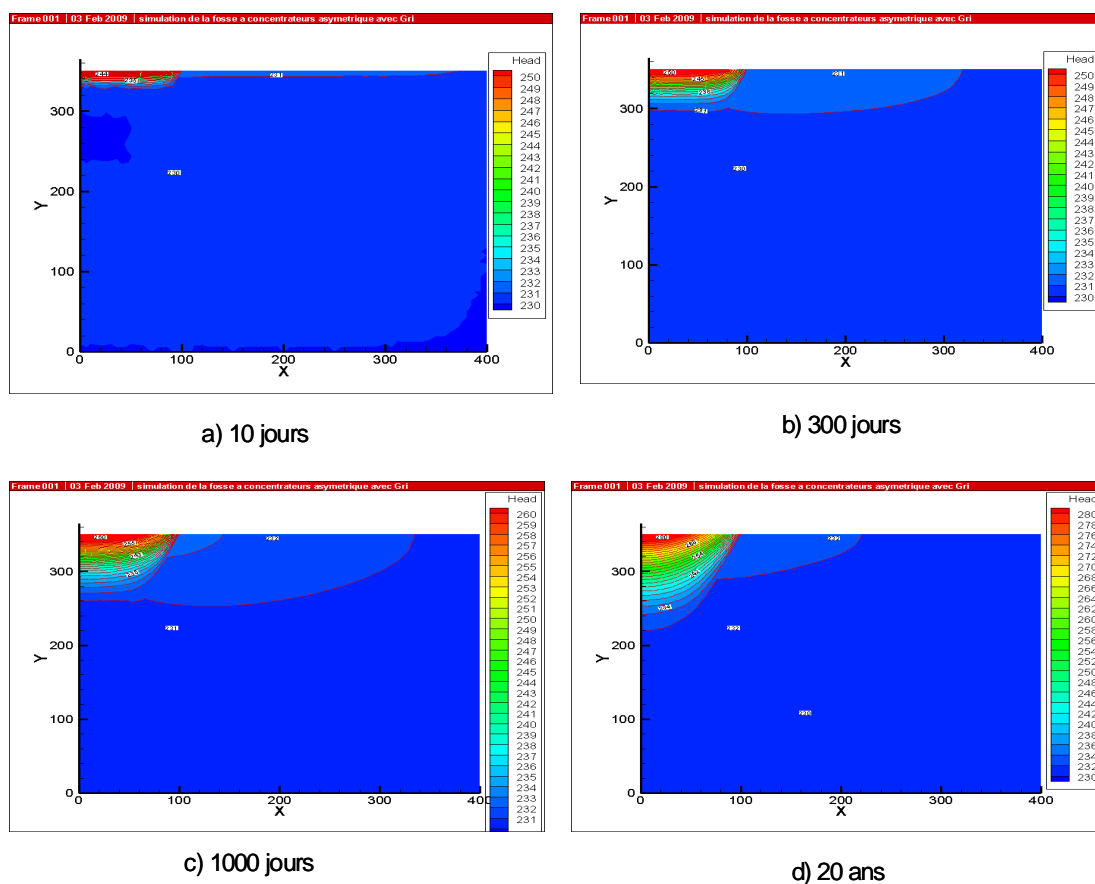


Figure 4.119 Distribution de la charge hydraulique en fonction du temps, cas d'un milieu poreux équivalent.

La figure 4.119 montre une faible variation des charges hydraulique dans le MPE. Il y a augmentation de la charge hydraulique en fonction du temps, surtout dans la fosse. On peut aussi noter qu'il y a une certaine infiltration de l'eau avec des isocontours qui dépassent la base de la fosse.

Cette distribution des charges ressemble plus au cas 16 (massif rocheux avec fractures orthogonales) qu'au cas 15 (massif rocheux non fracturé). Ici, on ne voit toutefois pas l'effet de concentration des charges autour des fractures. L'effet des fractures qui a été mis en évidence pour les autres simulations n'est pas visible ici. Ainsi, en considérant l'approche du MPE, l'effet des fractures sur la distribution des charges et sur l'écoulement est diffus dans le massif.

La figure 4.120 montre l'évolution des isocontours de la concentration de contaminants en fonction du temps pour le cas d'un MPE. Cette figure montre une migration de contaminants faible et qui se fait latéralement vers la frontière perméable. Les résultats obtenus sont différents de ceux avec un massif rocheux homogène (figure 4.88) ou en ajoutant un réseau de fractures orthogonales (figure 4.93). Par exemple, ici on ne voit pas la migration préférentielle de contaminants à travers le réseau de fractures. La migration est plus lente que pour un massif fracturé. Ainsi, en considérant un MPE, on sous-estime la vitesse avec laquelle les contaminants migrent et aussi la distance qu'ils peuvent atteindre.

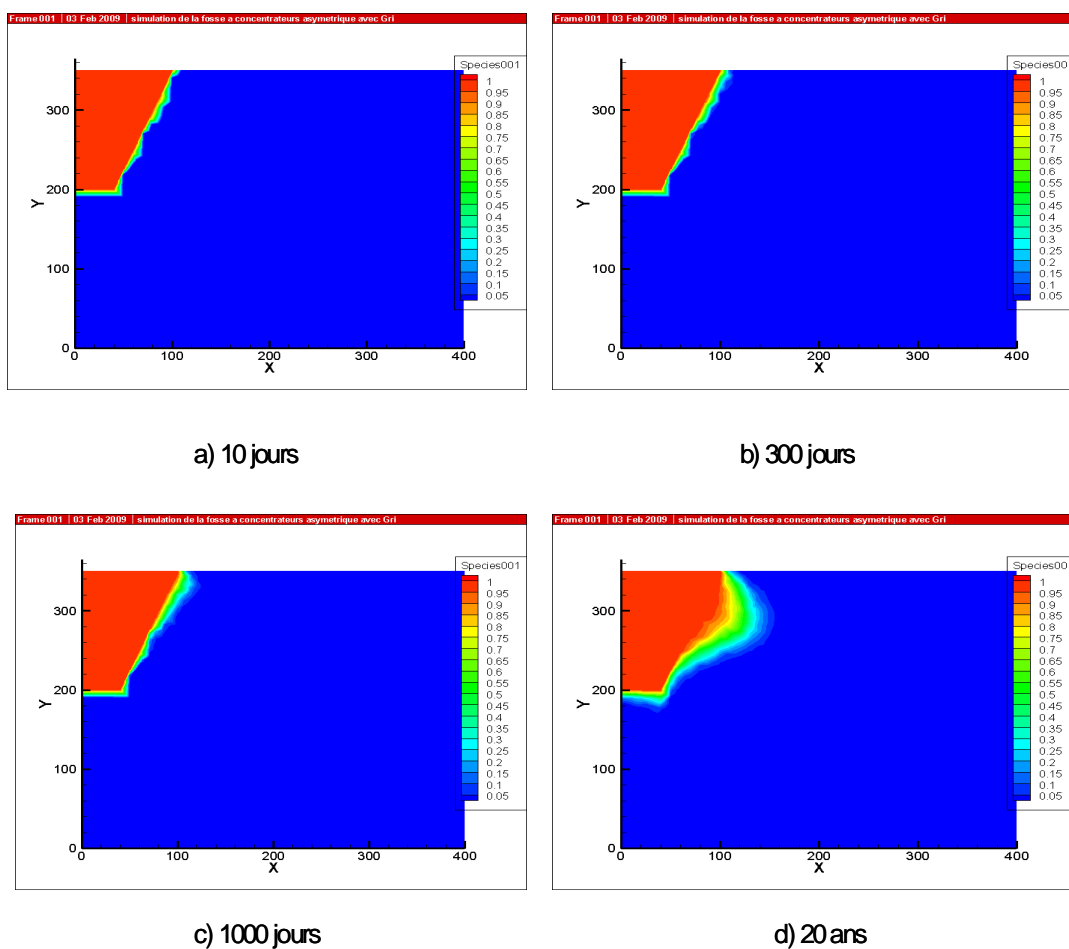


Figure 4.120 Isocontours de la concentration en fonction du temps, cas d'un MPE, série 10.

Un dernier cas a été simulé avec l'approche du MPE en considérant une porosité plus proche de celle de la roche intacte, de l'ordre de 0.02. Le  $K_{eq}$  est le même, de  $1.28 \times 10^{-6}$  m/s. L'évolution des isocontours de la charge hydraulique obtenue en fonction du temps est montrée sur la figure 4.121.



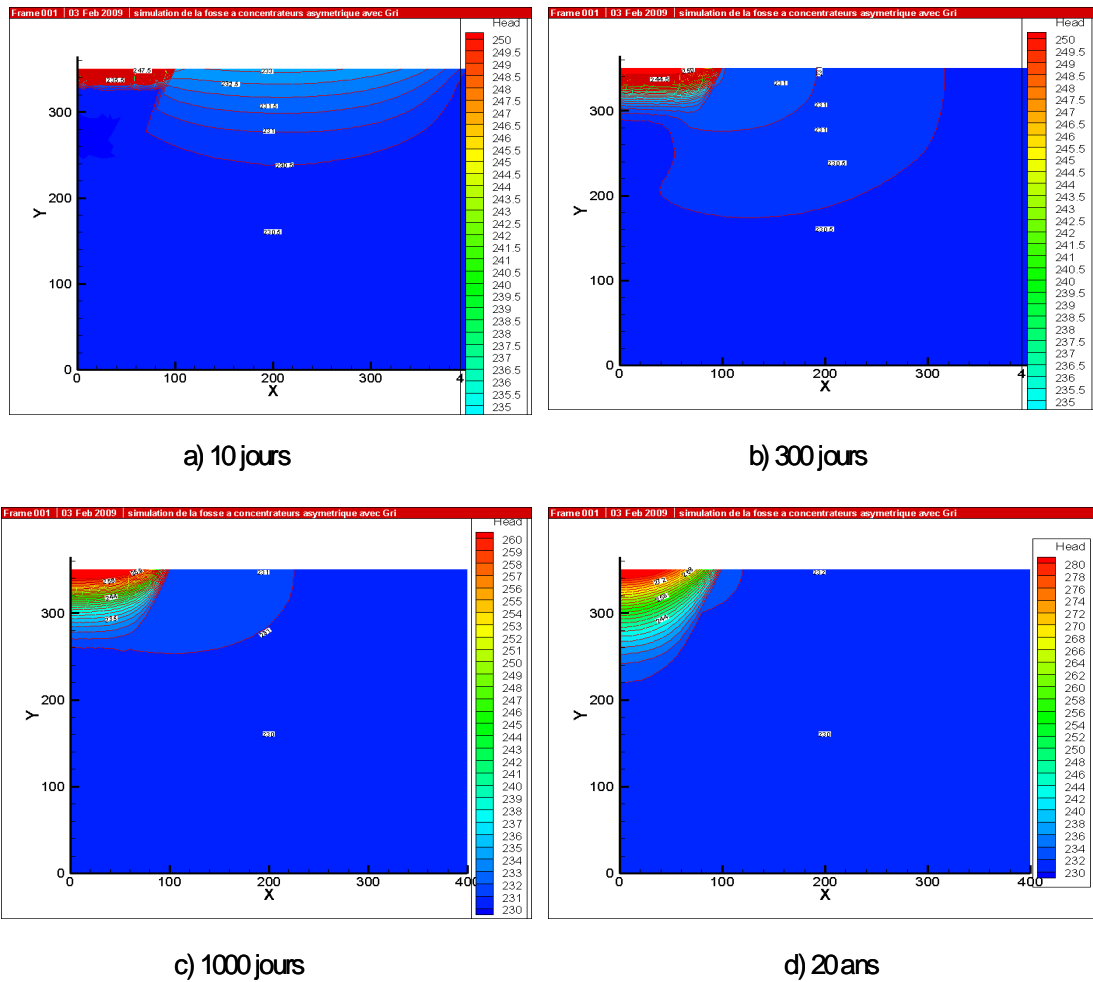


Figure 4.121 Isocontours de la charge hydraulique en fonction du temps, cas d'un MPE avec une porosité de 0.02.

La figure 4.121 montre que la distribution des charges hydrauliques n'est pas très différente de celle obtenue avec un MPE ayant une porosité plus élevée de 0.35 (figure 4.119).

On peut voir qu'il y a une augmentation de la charge hydraulique en fonction du temps. Cette augmentation est plus marquée dans la fosse avec des isocontours qui deviennent de plus en plus serrés.

On peut conclure que la porosité du MPE n'a pas trop d'influence sur la distribution des charges hydrauliques autour d'une fosse remplie de rejets de concentrateurs. Ceci peut être expliqué par le fait que lorsqu'on change la porosité, la courbe teneur en eau en fonction de la pression change, mais celle du degré de saturation en fonction de la pression ne change pas. Vu que dans le fichier .mprops du code HydroGeosphere contenant les propriétés des matériaux on doit rentrer la relation degré de saturation - pression, un changement de porosité ne change pas cette relation.

La distribution des isocontours de la concentration en fonction du temps pour un MPE ayant une porosité de 0.02 est montrée sur la figure 4.122. Contrairement aux résultats des charges hydrauliques, la figure 4.122 montre que les résultats des concentrations sont très différents de ceux avec une porosité plus élevée de 0.35. En effet, la migration des contaminants est ici plus importante en profondeur et latéralement. Le panache de contamination est plus large et plus orienté vers la frontière latérale. Les contaminants peuvent alors atteindre des distances plus grandes. Toutefois, la migration préférentielle à travers le réseau des fractures n'est pas visible, ce qui constitue le grand inconvénient de considérer l'approche du MPE.

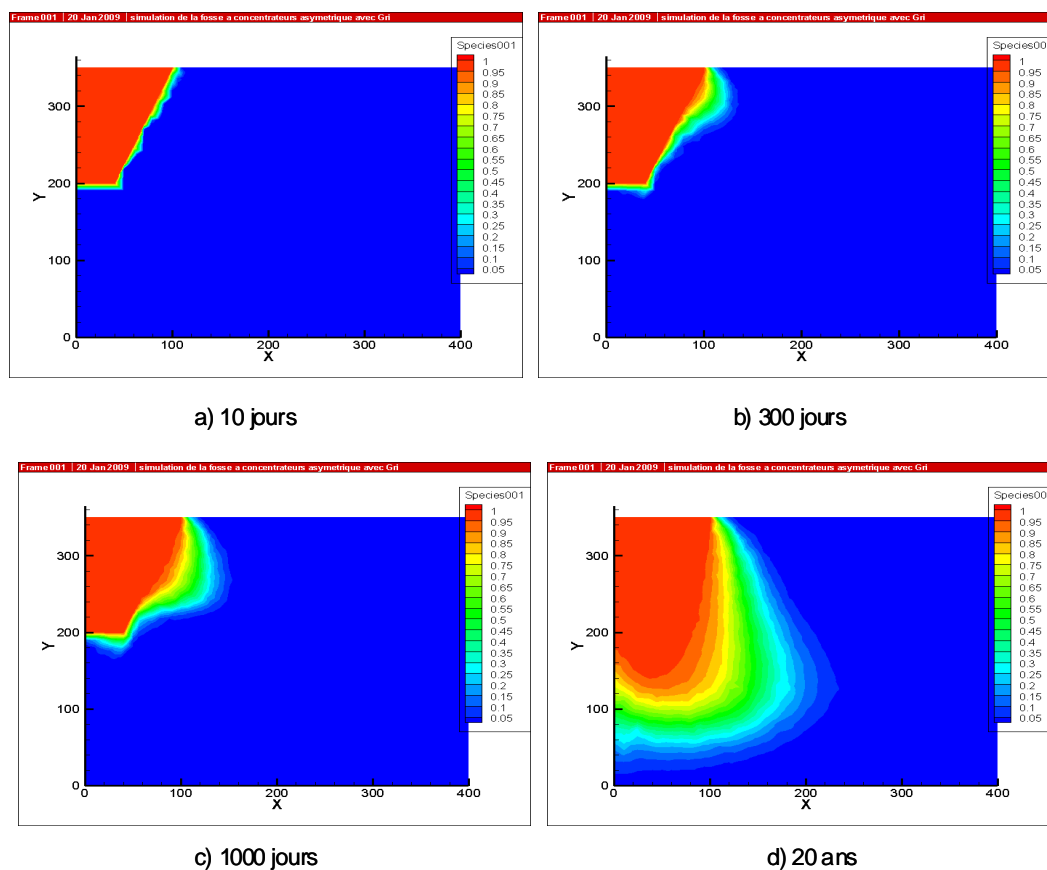


Figure 4.122 Isocontours de la concentration en fonction du temps, cas d'un MPE, avec une porosité de 0.02.

#### 4.4 Analyse et discussion des résultats

Les résultats obtenus des différents cas de simulation ont permis de mieux comprendre le comportement d'une fosse axisymétrique remplie de rejets miniers sous différentes conditions d'écoulement.

D'une façon générale, l'écoulement autour d'une fosse axisymétrique dépend essentiellement de trois facteurs principaux :

- Le type de matériau de la fosse,
- Le type des conditions initiales et aux limites imposées,
- La présence et les propriétés des fractures dans le massif rocheux.

Pour une fosse remplie de stériles miniers, on peut tirer les observations suivantes :

- Pour la première série de simulation (pluie de 1.5 mm/jour sur 10 jours suivis de 10 jours sans pluie sur une période de 20 ans, nappe initialement à  $y = 200$  m et frontière verticale imperméable) et pour le cas d'un massif rocheux homogène (non fracturé), une augmentation des degrés de saturation en fonction du temps a été constatée, surtout dans la fosse et à l'interface roc-stériles. Le roc reste à un degré de saturation élevé proche de sa saturation. Après 20 ans, la saturation des stériles a été atteinte jusqu'à 40 m de hauteur dans la fosse. Il y a aussi une augmentation de la pression en fonction du temps. Pour un point situé à l'intérieur de la fosse à l'élévation  $y = 250$  m, la pression a passé de - 47 m à - 9 m au bout de 20 ans. Pour le transport de contaminants, il y a une migration faible au début mais qui augmente en fonction du temps de simulation. La migration est plus importante en profondeur que latéralement. Les résultats obtenus ont montré que le transport de contaminants par diffusion moléculaire est peu significatif par rapport à l'advection dans le cas considéré.

En ajoutant des fractures verticales d'une ouverture de 0.3 mm, les variations du degré de saturation et de la pression sont plus faibles (surtout dans le massif rocheux). L'introduction des fractures induit une concentration des isocontours de la charge hydraulique autour des fractures associée à un écoulement préférentiel à travers les fractures.

Dans ce cas-ci, la migration de contaminants se fait surtout à travers les fractures verticales. La migration latérale est limitée vu que la frontière verticale droite est imperméable.

En ajoutant un réseau de fractures orthogonales d'une ouverture de 0.3 mm, le réseau d'écoulement ne varie pas trop vu que l'écoulement est principalement vertical. Les contaminants peuvent toutefois migrer à travers le réseau des fractures mais la progression latérale reste toujours limitée par la frontière verticale imperméable.

- Pour la deuxième série de simulations avec une frontière verticale perméable, on note un certain écoulement de gauche à droite, où les isocontours de la charge hydraulique deviennent parallèles à la frontière verticale. En présence de fractures orthogonales, la migration latérale de contaminants est accentuée. Ceci augmente le risque de contamination des eaux de surface à proximité de la fosse.

- En abaissant le niveau initial de la nappe à  $y = 100$  m (série 3), et pour un massif rocheux non fracturé, le système devient plus désaturé. On n'atteint la saturation à aucun endroit de la fosse même après un temps de simulation de 20 ans. Néanmoins, il y a une petite augmentation de la teneur en eau dans la fosse. Pour un point situé en dessous de la fosse, les concentrations en contaminants sont plus élevées pour ce niveau initial de la nappe que la série 1 (nappe initialement à 200 m). Ceci peut être expliqué par le fait que plus le niveau initial de la nappe est profond, plus le gradient hydraulique devient important en fonction du temps ce qui augmente la migration de contaminants par advection. En ajoutant un réseau de fractures orthogonales, le système devient encore plus désaturé à cause d'un écoulement préférentiel dans les fractures.

- Pour la série 4, une pression variable selon la hauteur entre 0 et - 150 m a été fixée initialement. Une pluie variable pour chaque mois de l'année a été imposée en surface en utilisant les données pluviométriques de la station Latulipe (située au Nord du Québec).

La variation initiale de la pression en fonction de la hauteur est linéaire. Sous l'effet des précipitations, la pression diminue en fonction du temps surtout à l'interface entre la fosse et le roc.

Une faible variation du degré de saturation a été aussi constatée surtout à la base de la fosse, ce qui implique une petite accumulation de l'eau à cet endroit. La migration de contaminants se fait plus en profondeur que latéralement.

En ajoutant un réseau de fractures orthogonales, le système se désature encore plus parce que l'effet des fractures devient encore plus significatif. Il y a évolution vers l'état d'équilibre hydrostatique. Les contaminants migrent surtout à travers le réseau des fractures.

- Pour la série 5 des simulations, un flux de précipitation de  $2.6 \times 10^{-8}$  m/s a été fixé en surface pendant dix jours, après les précipitations cessent. Une pression variable entre 0 et -50 m selon la hauteur de modèle a été fixée. Ces conditions, peu réalistes, ont permis de comprendre le comportement de la fosse sous une faible précipitation mais continue sur une certaine période. Lorsque le massif rocheux est non fracturé, il y a une augmentation des pressions dans le roc et à l'interface roc et fosse. Mais, il y a une diminution des pressions dans la fosse près de la surface.

Après l'arrêt des précipitations, le système commence à se désaturer et il y a tendance à atteindre l'état d'équilibre hydrostatique. Les teneurs en eau augmentent, surtout à la base de la fosse mais diminuent après l'arrêt des précipitations. Le roc reste saturé. Sous ces conditions, la migration des contaminants est faible par rapport aux autres séries. Toutefois, on peut noter une migration latérale et en profondeur.

En ajoutant des fractures orthogonales dans le massif rocheux, la variation de la charge hydraulique devient très limitée. Après l'arrêt des précipitations, la désaturation a été amplifiée.

Ceci est dû à un écoulement rapide à travers les fractures, ce qui empêche l'eau de s'accumuler. Par contre, le transport des contaminants devient plus significatif avec une migration plus importante qui se fait à travers le réseau des fractures.

Puisque l'écoulement est principalement vertical, ce sont les fractures verticales qui contribuent plus au transport en profondeur.

Pour une fosse remplie de rejets de concentrateurs, on peut tirer les points suivants :

- Pour la première série de simulation (série 6), la nappe a été fixée initialement à  $y = 230$  m, une pluie de 1.5 mm/jour sur 10 jours suivis de 10 jours sans pluie sur une période de 20 ans a été imposée en surface et la frontière verticale est laissée imperméable. Lorsque le massif rocheux est non fracturé, il y a une augmentation des charges hydrauliques dans le roc et dans les rejets de concentrateurs. Il y a une augmentation de la pression en fonction du temps surtout dans la fosse près de la surface. Pour un point situé à l'intérieur de la fosse à l'élévation  $y = 250$  m, la pression a passé d'une valeur négative de  $-17.6$  m à une valeur positive de 6.64 après 20 ans.

Aussi, il y a une augmentation des degrés de saturation dans la fosse suite à son remplissage progressif. Les variations de la pression et du degré de saturation sont plus importantes avec une fosse remplie de rejets de concentrateurs que pour une fosse remplie avec des stériles miniers. La migration de contaminants reste lente sous ces conditions, surtout latéralement parce que la frontière verticale est imperméable.

En ajoutant des fractures (verticales ou orthogonales), il y a une certaine stabilisation des charges hydrauliques surtout dans le massif rocheux. Ceci est dû au fait que l'écoulement de l'eau se fait principalement à travers les fractures, ce qui limite les variations de la charge en fonction du temps surtout dans le roc.

Les pressions varient peu et restent négatives dans la fosse même pour des temps élevés. Par contre, la migration des contaminants est plus importante que pour le cas d'un roc homogène. Il y a une augmentation des concentrations parce que les contaminants migrent plus rapidement à travers les fractures.

- Une frontière verticale perméable (série 7) induit un certain écoulement d'eau horizontal vers la droite. Aussi, cette frontière a une influence plus significative sur le transport des contaminants. La migration des contaminants est plus marquée que pour le cas d'une frontière imperméable, surtout latéralement à travers les fractures horizontales.

- En abaissant le niveau initial de la nappe à  $y = 200$  m (série 8) et pour le cas d'un massif rocheux homogène, on note que le roc reste saturé, alors que le degré de saturation augmente significativement dans la fosse. La variation de la pression est, par contre, moins importante ici que pour un niveau initial de la nappe plus élevé. Les pressions restent toujours négatives. La migration des contaminants est plus importante pour ce cas-ci que pour une nappe à 230 m.

En ajoutant un réseau de fractures orthogonales, on note que les variations de la pression et du degré de saturation deviennent très faibles. Aussi, la migration de contaminants est moins importante que lorsque la nappe est initialement plus élevée.

- Pour la série 9 (utilisation des données pluviométriques de la station Latulipe avec 1 jour de pluie pour 2 jours sans pluie pour chaque mois de l'année sur 2 ans), une pression variable initialement entre 0 et - 150 m a été imposée. Lorsque le massif rocheux est non fracturé, il y a une variation importante de la pression, surtout dans la fosse. Il y a une légère diminution du degré de saturation dans le massif rocheux et une légère augmentation dans la fosse près de la surface. La migration de contaminants est faible aussi bien en profondeur que latéralement.



En incluant des fractures orthogonales dans le massif rocheux, on note qu'il y a une désaturation du système après l'arrêt des précipitations. La variation des teneurs en eau reste faible dans les rejets de concentrateurs et dans le roc. La migration de contaminants devient plus importante à travers le réseau des fractures orthogonales mais elle reste moins significative comparativement aux autres séries de simulation.

Les simulations pour les deux types du matériau de la fosse montrent l'effet primordial des fractures sur l'écoulement et le transport de contaminants autour de la fosse. En effet, l'introduction des fractures entraîne une perturbation de l'écoulement avec une concentration des isocontours de la charge hydraulique autour des fractures associée à un écoulement préférentiel à travers les fractures. Il y a une influence sur la fosse en limitant son remplissage progressif en fonction du temps. Sous des conditions désaturées, l'introduction des fractures amplifie la désaturation du système.

Les fractures ont aussi un effet très significatif sur le transport de contaminants. En effet, les contaminants utilisent les fractures comme des chemins préférentiels pour migrer plus rapidement. Les concentrations sont ainsi plus élevées selon les endroits observés que lorsque le massif rocheux est non fracturé. Les fractures horizontales ont un effet plus ou moins important dépendant du type de la frontière verticale. Notons aussi que certains paramètres peuvent grandement influencer la migration de contaminants. Parmi ces paramètres, l'ouverture des fractures et le coefficient de diffusion libre.

Une augmentation de l'ouverture des fractures va augmenter le débit d'écoulement à travers le réseau des fractures, ce qui limite l'écoulement dans la fosse et le massif rocheux. Aussi, la migration de contaminants va augmenter parce que le transport par advection sera plus important à travers les fractures.

Une augmentation du coefficient de diffusion libre peut augmenter la migration de contaminants. Les contaminants peuvent diffuser plus et atteignent des distances plus grandes.

Enfin, l'application de l'approche conceptuelle du milieu poreux équivalent (MPE) donne une variation de la pression (ou de la charge hydraulique) et du degré de saturation proche de celle d'un massif rocheux avec des fractures orthogonales. Par contre, en utilisant un MPE, le panache de contamination est moins important qu'en considérant les fractures discrètement. On ne voit plus l'effet des fractures sur la migration des contaminants. Ceci peut sous estimer les concentrations et les vitesses de contaminants. Ainsi, il est très important de considérer les fractures de façon discrète et en utilisant leurs propriétés hydriques.

## **CHAPITRE 5: SIMULATION DE L'ÉCOULEMENT ET DU TRANSPORT DE CONTAMINANTS AUTOUR D'UNE FOSSE SYMETRIQUE**

### **5.1 Introduction**

Dans les chapitres précédents, nous avons étudié l'écoulement et le transport de contaminants autour d'une fosse axisymétrique sous l'effet des précipitations. Ce chapitre traite de la problématique de l'effet du gradient régional sur l'écoulement et le transport de contaminants autour d'une fosse symétrique en deux dimensions (2D). À nouveau les stériles miniers et les rejets de concentrateur déjà définis dans le chapitre 4 sont utilisés. Pour chaque type de matériau, plusieurs cas ont été simulés en variant les conditions initiales et les conditions aux frontières. Différentes précipitations imposées ont été aussi simulées. L'effet de l'ajout de fractures dans le massif rocheux ainsi que l'effet d'appliquer l'approche conceptuelle du milieu poreux équivalent ont été aussi étudiés et discutés.

### **5.2 Modèle conceptuel de la fosse**

La structure du modèle de la fosse symétrique est représentée sur la figure 5.1. Les dimensions sont 800 m en x (x varie entre - 400 m et + 400 m) et 300 m en y. L'axe de symétrie de la fosse est à  $x = 0$  m. La fosse a une profondeur de 100 m et une pente de talus de 69 degrés (de part et d'autre de l'axe de symétrie). Notons que le maillage a été réalisé à l'aide du code Gridbuilder V 5.61 (McLaren, 2005) qui permet de générer des éléments triangulaires en 2D. Ce code permet de générer un maillage par défaut qu'on pourra raffiner ou augmenter le nombre des éléments.

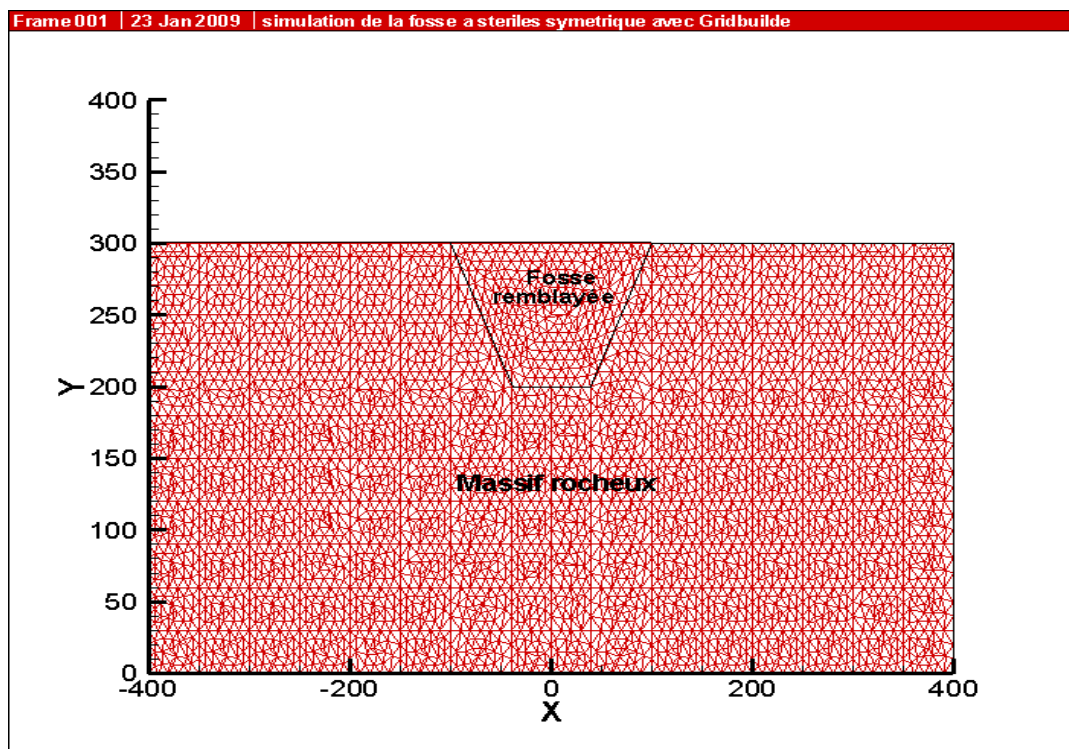


Figure 5.1 Modèle conceptuel de la fosse symétrique avec le maillage.

Les tableaux 5.1 et 5.2 résument les cas simulés pour les deux types de matériau entreposés dans la fosse ainsi que les conditions initiales et aux limites imposées. Pour chaque cas, la nature du massif rocheux (homogène ou fracturé), la précipitation imposée en surface, la condition initiale ainsi que la condition imposée à la base du modèle, sont spécifiées. Toutes les simulations ont été réalisées en conditions d'écoulement non saturé à l'état transitoire. Les paramètres d'écoulement et du transport de contaminants ont été définis dans le chapitre 4.

Tableau 5.1 Description des différents cas simulés pour la fosse symétrique en 2D avec gradient régional (modèle conceptuel de la figure 5.1)

Série	Cas	Matériau de la fosse	Massif rocheux	Précipitation
Série 1	Cas 1	stériles miniers	homogène	1.5 mm/j sur 10 jours suivis de 10 jours sans pluie sur 20 ans
	Cas 2	stériles miniers	fractures verticales	1.5 mm/j sur 10 jours suivis de 10 jours sans pluie sur 20 ans
	Cas 3	stériles miniers	fractures orthogonales	1.5 mm/j sur 10 jours suivis de 10 jours sans pluie sur 20 ans
Série 2	Cas 4	stériles miniers	homogène	fixe pendant 10 jours
	Cas 5	stériles miniers	fractures orthogonales	fixe pendant 10 jours
Série 3	Cas 6	stériles miniers	homogène	1.5 mm/j sur 10 jours suivis de 10 jours sans pluie sur 20 ans
	Cas 7	stériles miniers	fractures orthogonales	1.5 mm/j sur 10 jours suivis de 10 jours sans pluie sur 20 ans
Série 4	Cas 8	stériles miniers	homogène	1 jour pluie pour 2 jours sans pluie sur 2 ans
	Cas 9	stériles miniers	fractures orthogonales	1 jour pluie pour 2 jours sans pluie sur 2 ans

Tableau 5.1 (suite et fin) Description des différents cas simulés pour la fosse symétrique en 2D avec gradient régional (modèle conceptuel de la figure 5.1)

Série	Cas	Matériau de la fosse	Massif rocheux	Précipitation
Série 5	Cas 10	rejets de concentrateur	homogène	1.5 mm/j sur 10 jours suivis de 10 jours sans pluie sur 20 ans
	Cas 11	rejets de concentrateur	fractures orthogonales	1.5 mm/j sur 10 jours suivis de 10 jours sans pluie sur 20 ans
Série 6	Cas 12	rejets de concentrateur	homogène	1.5 mm/j sur 10 jours suivis de 10 jours sans pluie sur 20 ans
	Cas 13	rejets de concentrateur	Fractures orthogonales	1.5 mm/j sur 10 jours suivis de 10 jours sans pluie sur 20 ans
Série 7	Cas 14	rejets de concentrateur	homogène	1 jour pluie pour 2 jours sans pluie sur 2 ans
	Cas 15	rejets de concentrateur	fractures orthogonales	1 jour pluie pour 2 jours sans pluie sur 2 ans

Tableau 5.2 Conditions imposées pour les différentes simulations pour la fosse symétrique

Série	Cas	Condition initiale imposée	Condition à la base
Série 1	Cas 1	nappe à $y = 220$ m	Charge variable entre 220 m et 210 m
	Cas 2	nappe à $y = 220$ m	Charge variable entre 220 m et 210 m
	Cas 3	nappe à $y = 220$ m	Charge variable entre 220 m et 210 m
Série 2	Cas 4	nappe à $y = 220$ m	Charge variable entre 220 m et 210 m
	Cas 5	nappe à $y = 220$ m	Charge variable entre 220 m et 210 m
Série 3	Cas 6	nappe à $y = 230$ m	Charge variable entre 230 m et 210 m
	Cas 7	nappe à $y = 230$ m	Charge variable entre 230 m et 210 m
Série 4	Cas 8	nappe à $y = 50$ m	Charge variable entre 50 m et 40 m
	Cas 9	nappe à $y = 50$ m	Charge variable entre 50 m et 40 m

Tableau 5.2 (suite et fin) Conditions imposées pour les différentes simulations pour la fosse symétrique

Série	Cas	Condition initiale imposée	Condition à la base
Série 5	Cas 10	nappe à $y = 220$ m	Charge variable entre 220 m et 210 m
	Cas 11	nappe à $y = 220$ m	Charge variable entre 220 m et 210 m
Série 6	Cas 12	nappe à $y = 235$ m	Charge variable entre 235 m et 215 m
	Cas 13	nappe à $y = 235$ m	Charge variable entre 235 m et 215 m
Série 7	Cas 14	nappe à $y = 50$ m	Charge variable entre 50 m et 40 m
	Cas 15	nappe à $y = 50$ m	Charge variable entre 50 m et 40 m

### 5.3 Fosse remplie avec de stériles miniers

#### 5.3.1 Série 1 : Flux de précipitation variable sur 20 ans

Pour cette première série de simulations avec les roches stériles, le niveau initial de la nappe est fixé à l'élévation 220 m, soit 20 m au dessus du fond de la fosse. Un flux de précipitation de 1.5 mm/jour a été imposé sur toute la surface pendant dix jours suivis de dix jours sans pluie en alternance sur une période de 20 ans. Pour créer le gradient régional, une charge hydraulique qui varie entre 220 m et 210 m a été fixée à la base pour  $x$  variant entre -400 m et + 400 m, ce qui donne un gradient régional ( $\Delta h/\Delta x$ ) de 0.0125. Les frontières gauche et droite sont perméables, les charges hydrauliques de 220 m (à gauche) et 210 m (à droite) donnent un écoulement régional de gauche vers la droite. Trois cas sont inclus dans la série 1 : un premier cas avec un massif rocheux homogène, un deuxième cas avec l'ajout des fractures verticales et un troisième cas avec un réseau de fractures orthogonales.



### 5.3.1.1 Cas 1 : Massif rocheux homogène

Pour ce premier cas avec un massif rocheux non fracturé, 8128 nœuds et 7906 éléments ont été générés par la simulation avec le code HydroGeosphere. L'évolution des isocontours de la charge hydraulique en fonction du temps est montrée sur la figure 5.2.

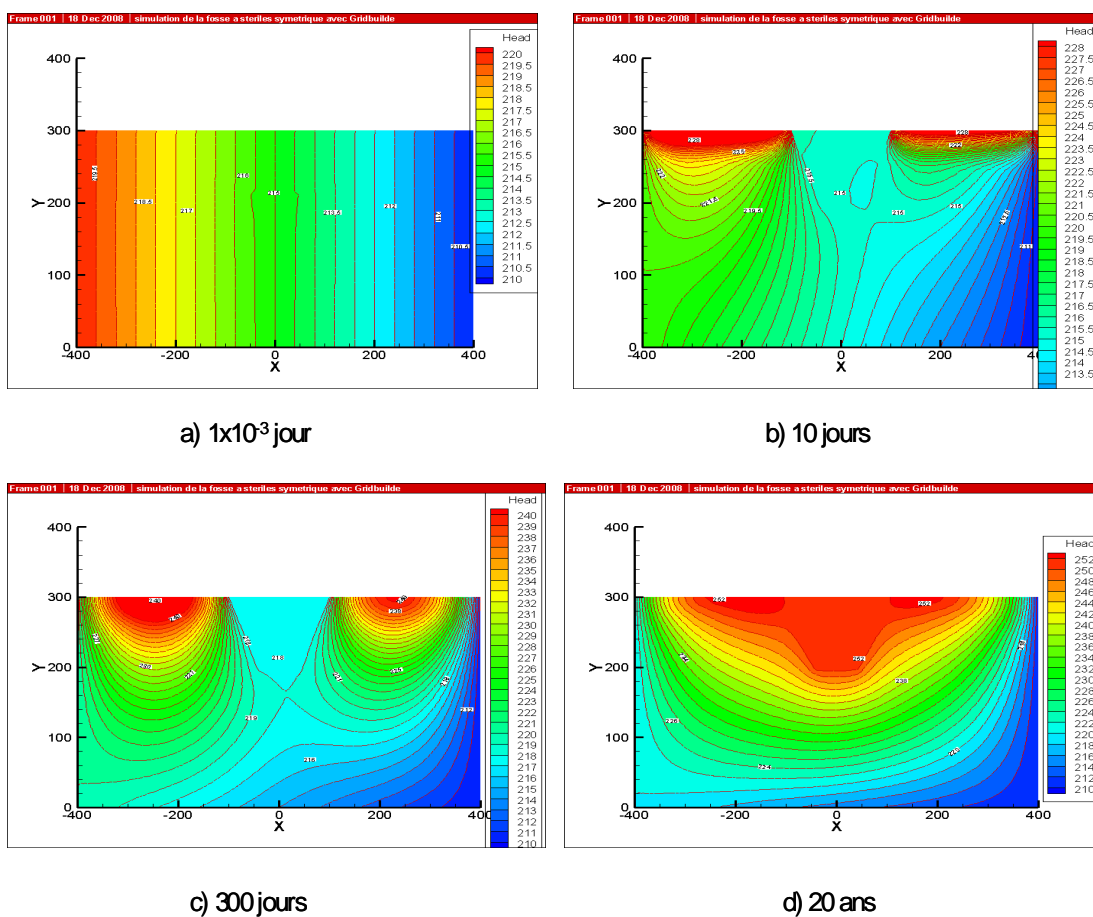


Figure 5.2 Distribution des charges hydrauliques en fonction du temps, cas 1.

La figure 5.2 de la page précédente montre que la répartition initiale de la charge hydraulique est linéairement distribuée avec des isocontours qui sont parallèles aux frontières verticales. Il y a une diminution de la charge de gauche à droite, ce qui implique un écoulement régional horizontal vers la frontière verticale de droite. On peut constater qu'il y a une augmentation de la charge hydraulique en fonction du temps et sous l'effet de l'infiltration. Cette augmentation de la charge est plus importante dans le massif rocheux que dans la fosse remplie des stériles.

Au fur et à mesure que l'eau des précipitations s'infiltre, il y a un écoulement vers les frontières gauche et droite, et de la surface vers la fosse et de la fosse vers le massif rocheux. Les variations de la pression et du degré de saturation en fonction de la distance et du temps le long d'un axe horizontal situé à  $y = 280$  m sont montrées sur les figures 5.3 et 5.4. La figure 5.3 montre que la variation initiale de la pression est linéaire entre

- 60 m et - 70 m, pour  $x$  variant entre - 400 m et + 400 m. Il y a une augmentation de la pression en fonction du temps sous l'effet des précipitations surtout dans le massif rocheux de part et d'autre de la fosse. L'augmentation demeure constante en fonction de la distance dans la fosse pour chaque pas de temps. De manière générale, les valeurs sont plus élevées à gauche de l'axe de symétrie que dans la partie droite (sous l'effet du gradient régional).

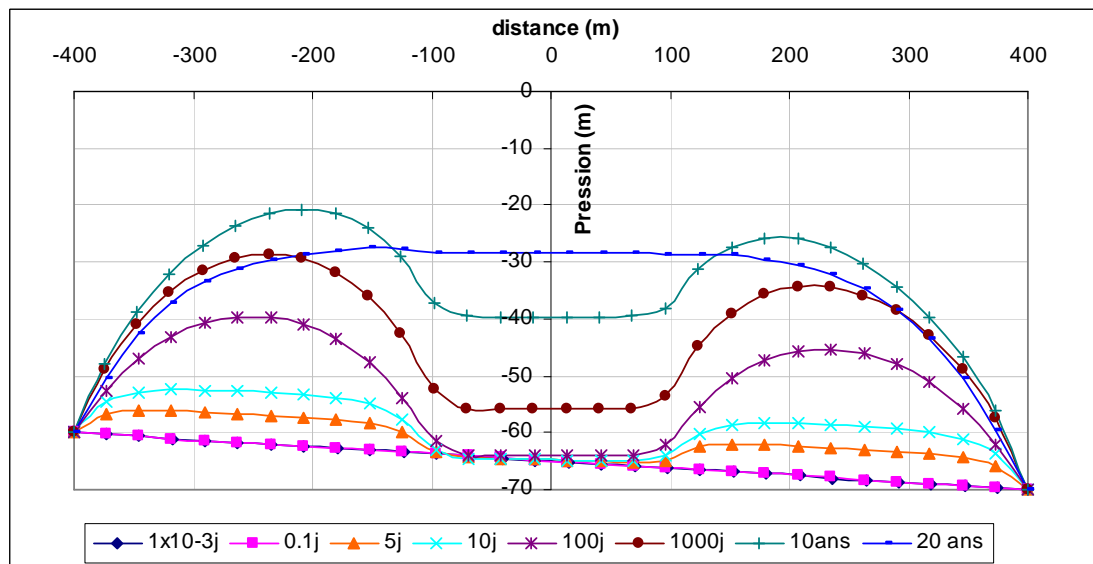


Figure 5.3 Variation de la pression le long de l'axe horizontal situé à  $y = 280$  m, cas 1.

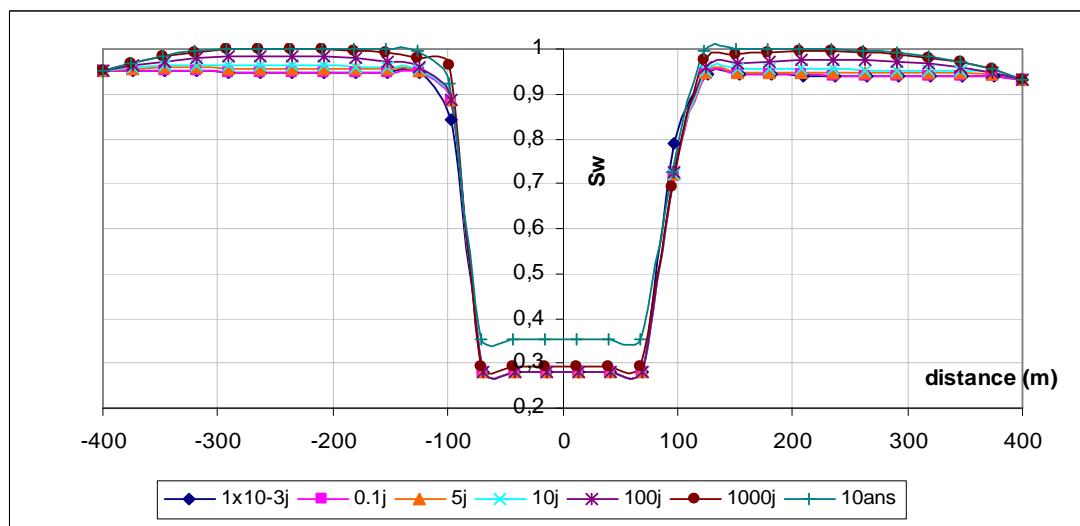


Figure 5.4 Variation du degré de saturation le long de l'axe horizontal situé à  $y = 280$  m, cas 1.

La figure 5.4 montre que le massif rocheux reste à un degré de saturation élevé variant entre 90 et 100 %, alors que les stériles sont à une saturation plus faible proche de leur valeur résiduelle. On peut néanmoins constater une augmentation du degré de saturation en fonction du temps dans les stériles, avec  $S_w$  qui passe de 28 % à 38 %, ce qui implique un remplissage progressif de la fosse. Les variations du degré de saturation et de la pression en fonction du temps au point de coordonnées ( $x = 0$  m,  $y = 230$  m) situé à l'intérieur de la fosse sont montrées sur les figures 5.5 et 5.6. La figure 5.5 montre une augmentation du degré de saturation en fonction du temps jusqu'à atteindre 100 % de saturation après 10 ans.

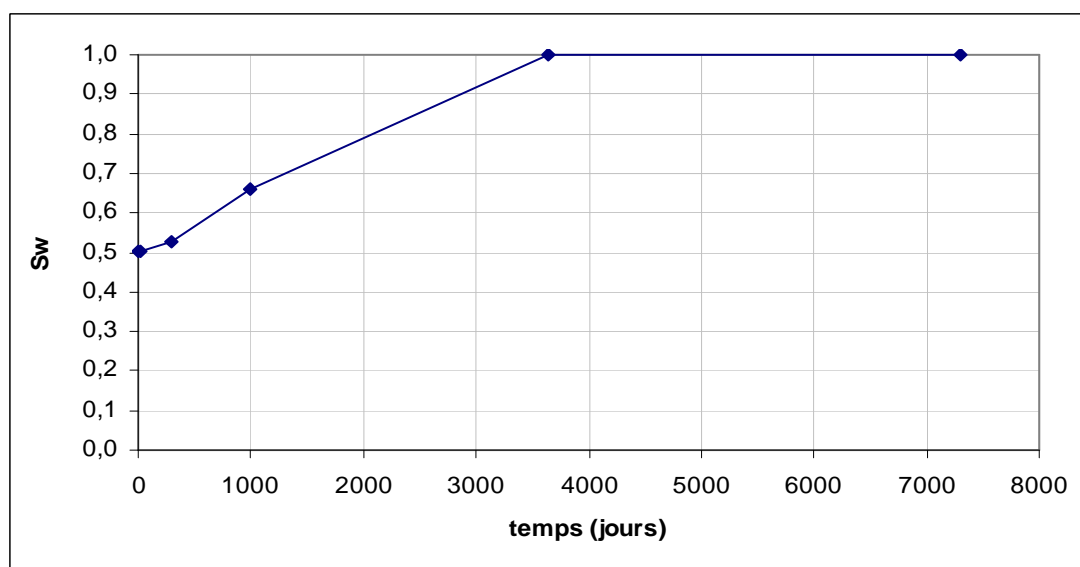


Figure 5.5 Variation du degré de saturation en fonction du temps au point ( $x = 0$  m,  $y = 230$  m), cas 1.

La figure 5.6 montre une augmentation de la pression en fonction du temps. Elle passe de valeurs négatives pour atteindre ensuite des valeurs positives plus élevées après 6 à 8 ans.

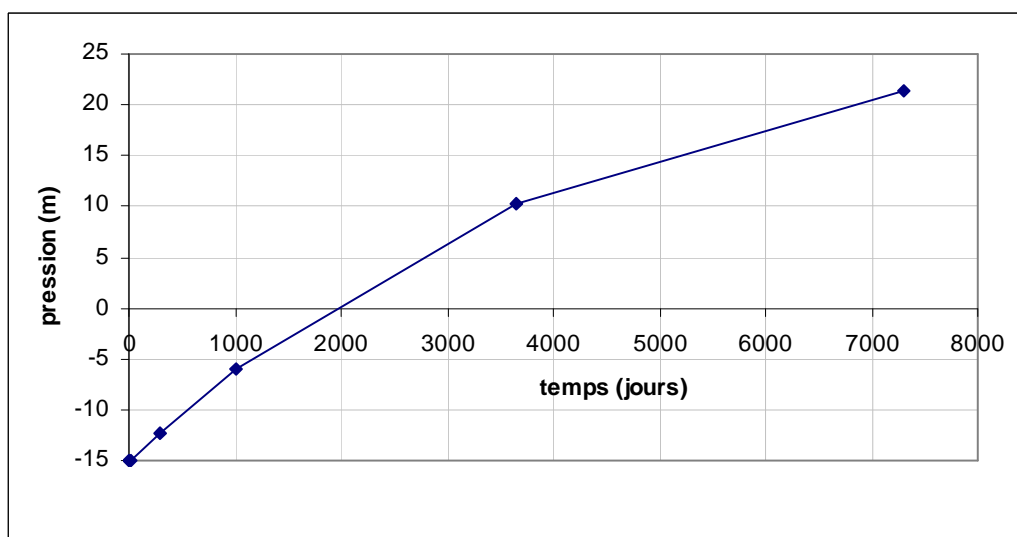


Figure 5.6 Variation de la pression en fonction du temps au point ( $x = 0$  m,  $y = 230$  m), cas 1.

L'évolution des isocontours de concentration en fonction du temps est montrée sur la figure 5.7. Cette figure montre que la concentration est égale à l'unité à l'intérieur de la fosse et reste constante en fonction du temps (condition imposée initialement). Il y a une migration progressive durant la simulation. La migration se fait surtout en profondeur, des stériles vers le massif rocheux. Vu que le massif rocheux est homogène et qu'il est imperméable, on peut dire que le transport de contaminants se fait plus par diffusion moléculaire, de la fosse vers le massif rocheux. On peut aussi constater que le panache de contamination est un peu orienté vers la droite à cause de l'effet du gradient régional, mais comme ce gradient n'est pas très grand, le panache apparaît un presque symétrique.

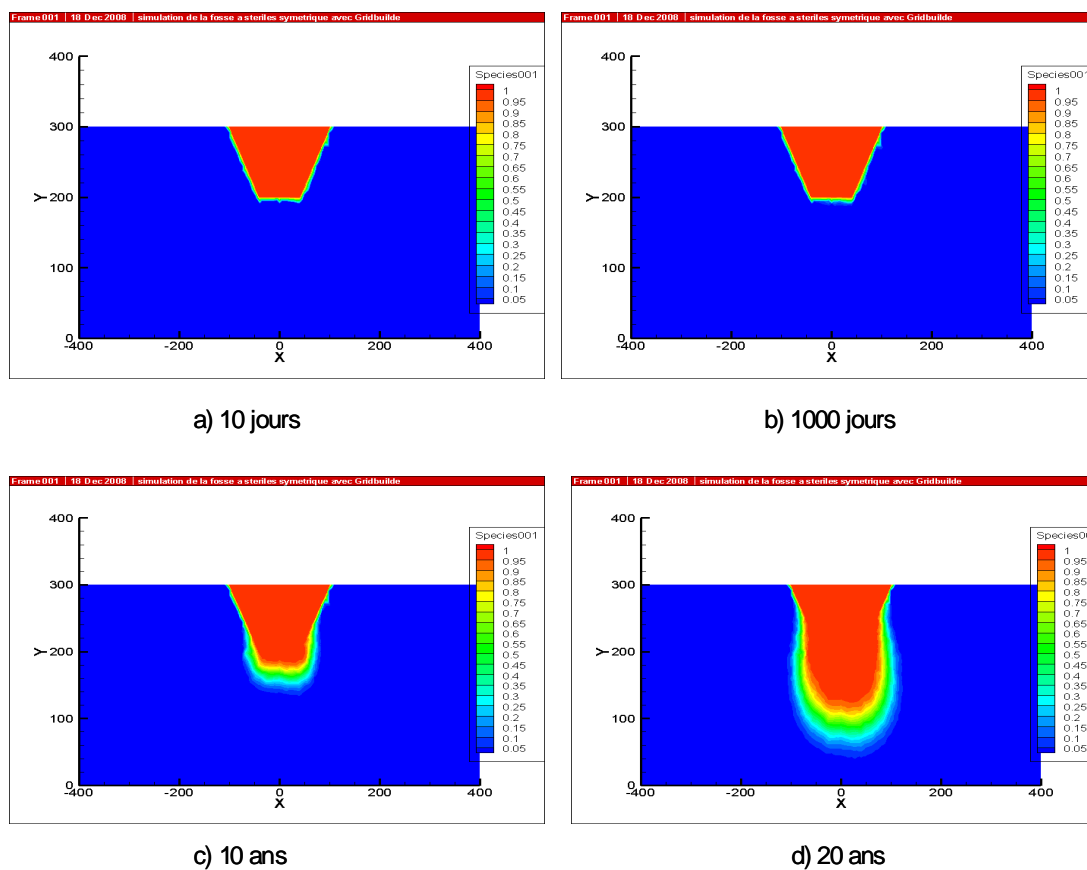


Figure 5.7 Évolution des isocontours de concentration en fonction du temps, cas 1.

La variation de la concentration en fonction du temps au point ( $x = 0$  m,  $y = 150$  m), 50 m sous la fosse, est montrée sur la figure 5.8. Cette figure montre une augmentation progressive de la concentration en fonction du temps jusqu'à atteindre un maximum de  $0.99 \text{ kg/m}^3$  après 20 ans. On retrouve l'allure classique de la courbe en 'S' du transport de contaminants. Un puits d'observation situé le long de l'axe de symétrie de la fosse, à 50 m sous la fosse, serait rapidement contaminé.

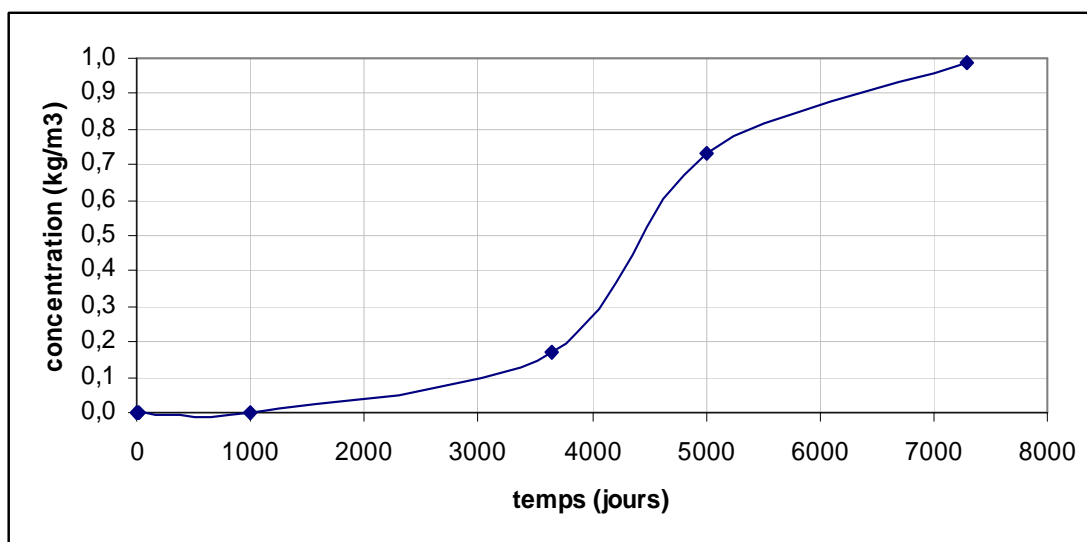


Figure 5.8 Variation de la concentration au point de coordonnées  $x = 0$  m et  $y = 150$  m, cas 1.

Par exemple, la nappe sera contaminée à 70 % de la valeur maximale après 13 ans. Ce risque peut être plus élevé en présence des fractures, comme on le verra dans la suite.

#### 5.3.1.2 Cas 2 : Massif rocheux avec fractures verticales

Ici, des fractures verticales sont incluses dans le massif rocheux de part et d'autre de l'axe de symétrie de la fosse. Leur disposition est montrée sur la figure 5.9.

Les fractures, d'une ouverture de 0.3 mm, sont situées aux abscisses  $x = -350$  m,  $-300$  m,  $-250$  m,  $-200$  m,  $-150$  m,  $-100$  m,  $-40$  m,  $0$  m,  $40$  m,  $100$  m,  $150$  m,  $200$  m,  $250$  m,  $300$  m et  $350$  m. Le maillage de cette simulation comprend 8128 nœuds et 420 éléments additionnels pour les fractures.

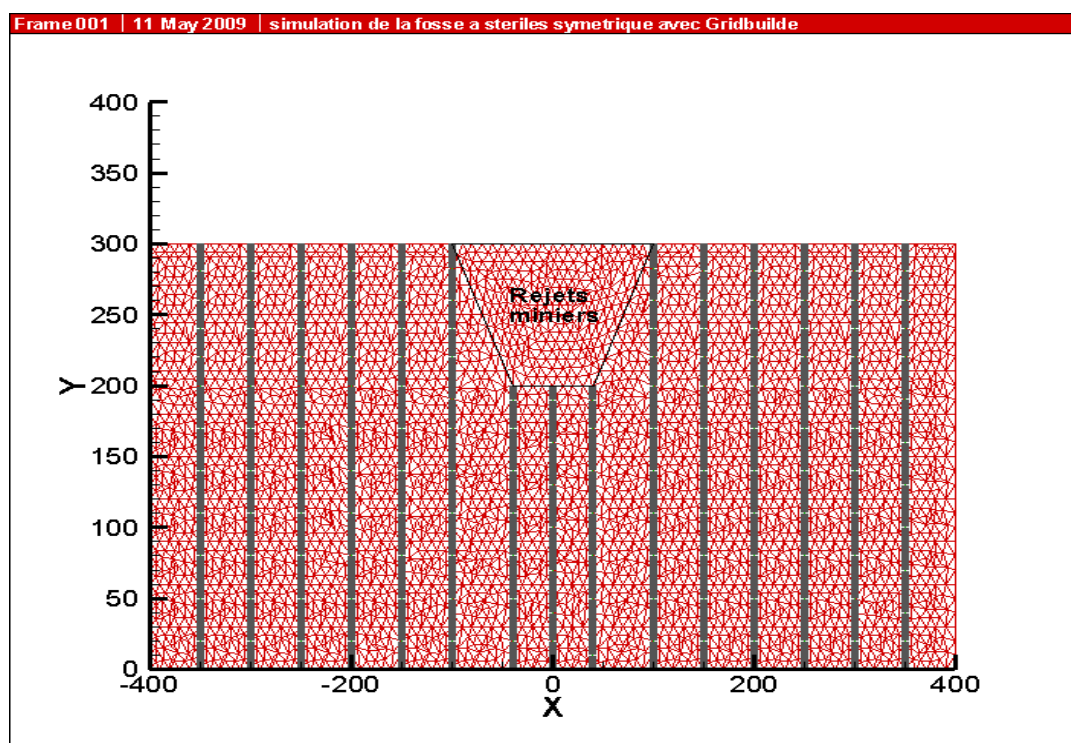


Figure 5.9 Disposition des fractures verticales, fosse symétrique.

L'évolution des isocontours de la charge hydraulique en fonction du temps obtenue pour le cas 2 est montrée sur la figure 5.10. Cette figure montre que la répartition initiale des isocontours de la charge hydraulique est uniforme comme pour le cas 1 (massif rocheux non fracturé). L'effet des fractures verticales devient de plus en plus important en fonction du temps. On note aussi une certaine concentration des isocontours de la charge hydraulique autour des fractures, surtout près de la surface.

On peut noter qu'il y a une augmentation des charges en fonction du temps sous l'effet des précipitations. Mais à cause de la présence des fractures, il y a stabilisation de la charge à partir d'un temps de 300 jours environ.



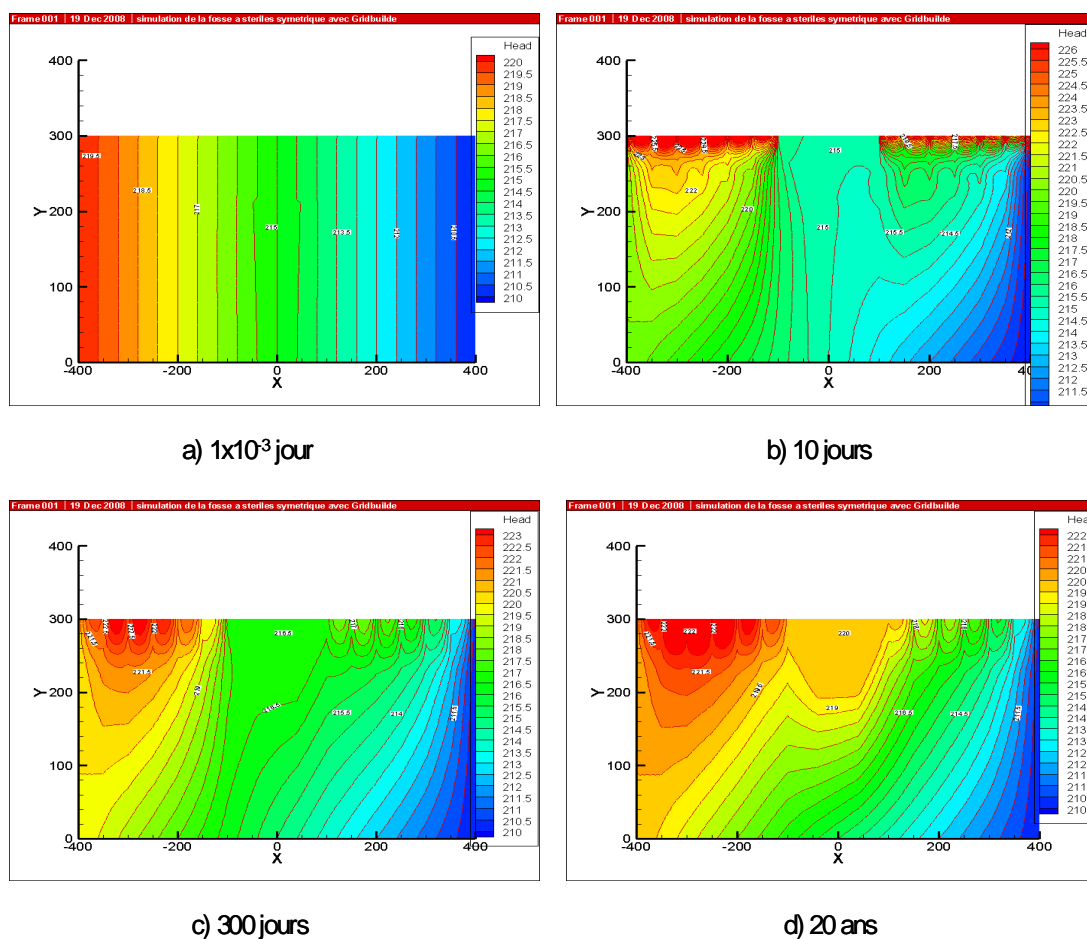


Figure 5.10 Distribution des isocontours de charge hydraulique en fonction du temps, cas 2.

La présence des fractures dans le massif rocheux augmente la conductivité hydraulique du milieu et l'eau ne s'accumule pas. On peut aussi noter sur la figure 5.10 que l'effet du gradient régional est plus important en présence des fractures.

En effet, la charge hydraulique du côté gauche devient plus importante que celle du côté droit.

Les variations de la pression et du degré de saturation en fonction du temps et de la distance le long d'un axe horizontal situé à  $y = 280$  m sont montrées sur les figures 5.11 et 5.12. La figure 5.11 montre que la distribution initiale de la pression est linéaire en fonction de la distance. Sous l'effet des précipitations, il y a une augmentation de la pression en fonction du temps, mais elle est moins significative que le cas d'un massif rocheux homogène. Aussi, on peut voir des pics de pression correspondant à l'endroit des fractures verticales.

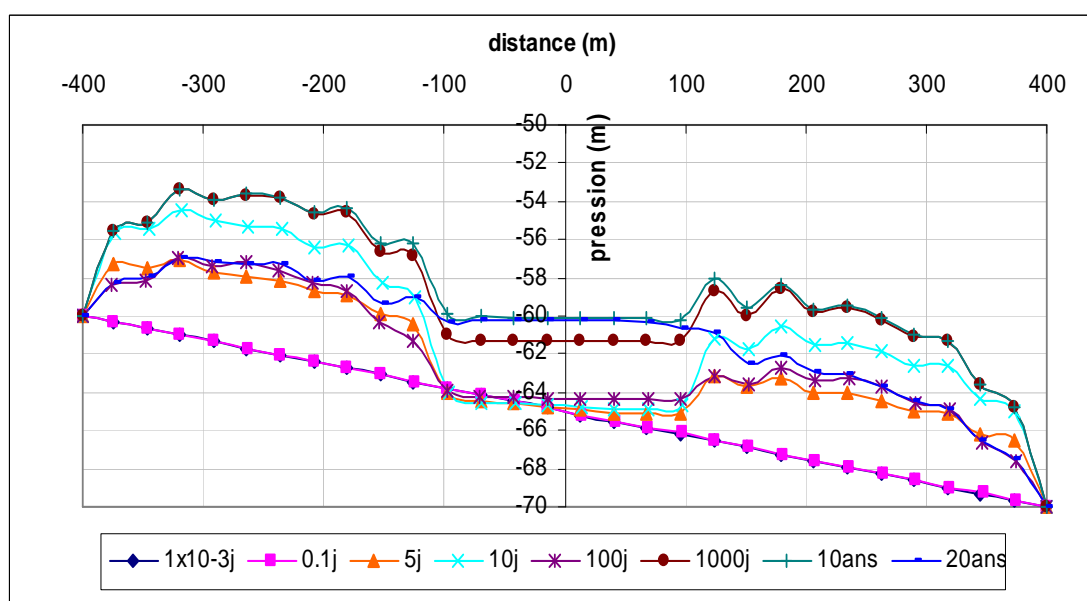


Figure 5.11 Variation de la pression le long de l'axe horizontal situé à  $y = 280$  m, cas 2.

La figure 5.12 montre que les stériles restent à leur saturation résiduelle et le massif rocheux reste à une saturation autour de 95 %. Sous l'effet des fractures, il n'y a plus de variation du degré de saturation dans la fosse ou dans le massif rocheux. Ainsi, l'ajout des fractures affecte l'écoulement dans le massif et aussi autour de la fosse.

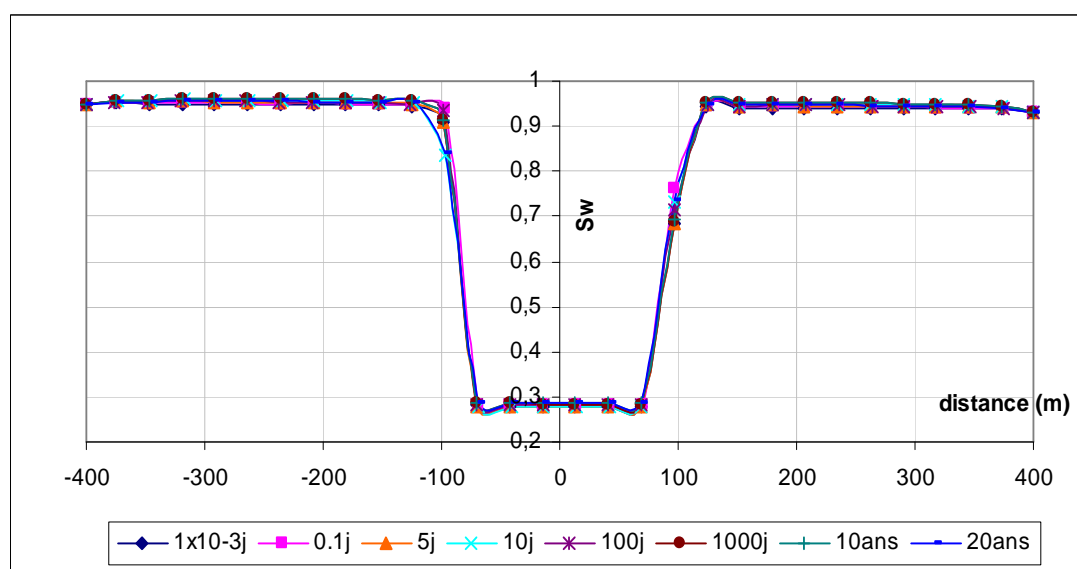


Figure 5.12 Variation du degré de saturation le long de l'axe horizontal situé à  $y = 280$  m, cas 2.

Une comparaison de la variation de la pression et du degré de saturation au point de ( $x = 0$  m,  $y = 230$  m) pour le massif non fracturé et le cas avec fractures verticales est montrée sur les figures 5.13 et 5.14. La figure 5.13 montre qu'en présence des fractures, il y a une petite augmentation de la pression au début des simulations jusqu'à atteindre un palier. Pour un massif rocheux homogène, la pression était plus grande avec des valeurs qui dépassent zéro. La figure 5.14 montre que le degré de saturation reste

constant autour de 50 % pour le point situé à l'intérieur de la fosse lorsque le massif rocheux est fracturé. La pleine saturation n'est pas atteinte dans ce cas.

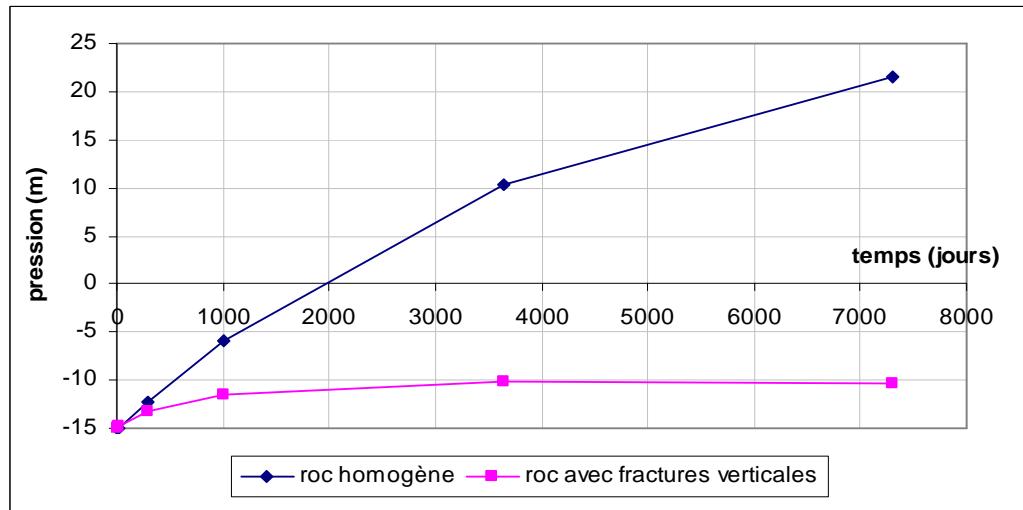


Figure 5.13 Comparaison de la pression au point ( $x = 0$  m,  $y = 230$  m), série 1.

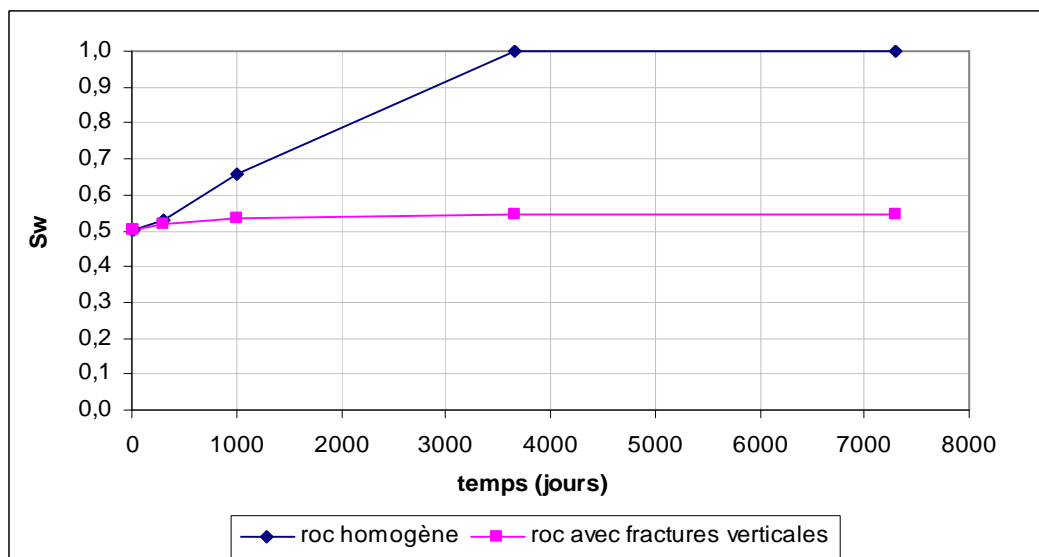


Figure 5.14 Comparaison du degré de saturation au point ( $x = 0$  m,  $y = 230$  m), série 1.

L'évolution des isocontours de la concentration en fonction du temps est montrée sur la figure 5.15. Cette figure montre que la migration de contaminants devient plus importante avec le temps.

On peut voir l'effet très significatif des fractures verticales en profondeur. Les contaminants utilisent les fractures verticales comme des chemins préférentiels pour migrer plus rapidement. La figure 5.15 montre aussi que ce sont plus les fractures verticales situées sous la fosse qui contribuent à la migration de contaminants avec des concentrations qui atteignent  $1 \text{ kg/m}^3$ . Les autres fractures ont peu d'influence sur la migration de contaminants.

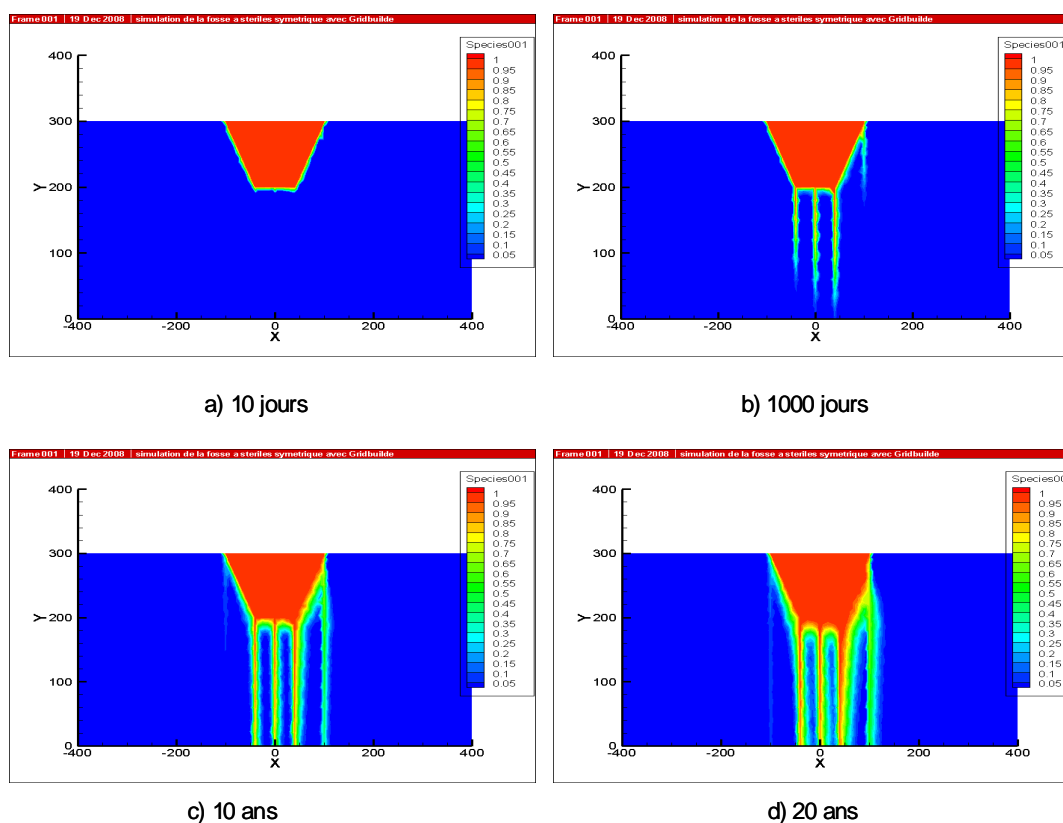


Figure 5.15 Évolution des isocontours de concentration en fonction du temps, cas 2.

La figure 5.16 compare les concentrations au point ( $x = 0$  m,  $y = 150$  m) pour les deux cas 1 et 2. Cette figure montre la différence entre le cas non fracturé et celui avec fractures verticales. En présence des fractures, les concentrations augmentent plus rapidement pour atteindre  $0.9 \text{ kg/m}^3$  après environ 1000 jours.

La présence des fractures augmente donc considérablement le risque de contamination de la nappe d'eau souterraine.

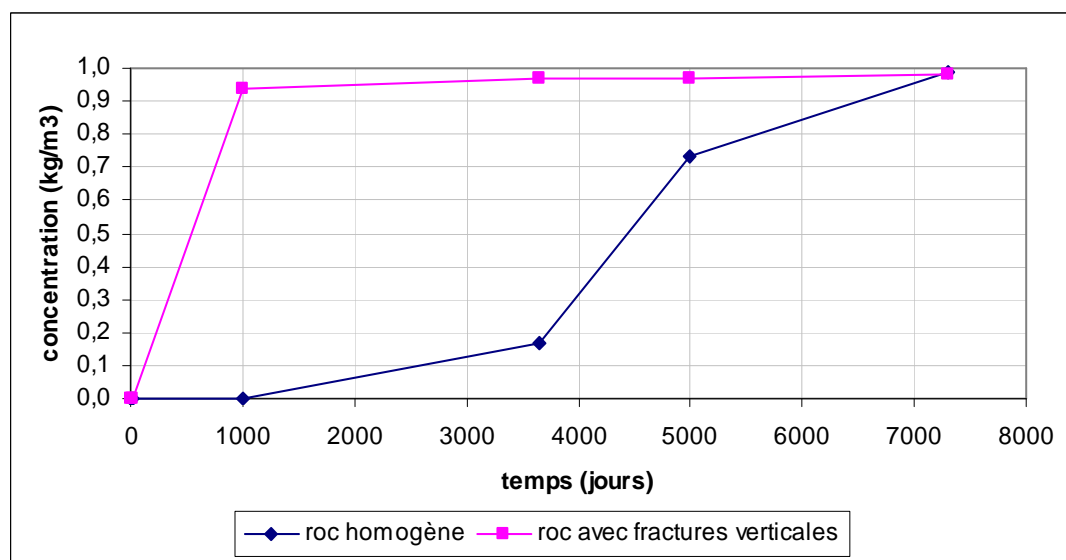


Figure 5.16 Comparaison des concentrations en fonction du temps au point ( $x = 0$  m,  $y = 150$  m), série 1.

### 5.3.1.3 Cas 3 : Massif rocheux avec fractures orthogonales

Des fractures horizontales situées aux coordonnées  $y = 30$  m,  $60$  m,  $90$  m,  $120$  m,  $150$  m,  $180$  m,  $210$  m,  $230$  m,  $250$  m,  $270$  m et  $290$  m sont ajoutées perpendiculairement aux fractures verticales. Les fractures horizontales ont aussi une ouverture de  $0.3$  mm.

La structure du réseau des fractures orthogonales ainsi obtenue est montrée sur la figure 5.17. Les mêmes conditions initiales et aux limites appliquées pour les cas 1 et 2 sont imposées ici.

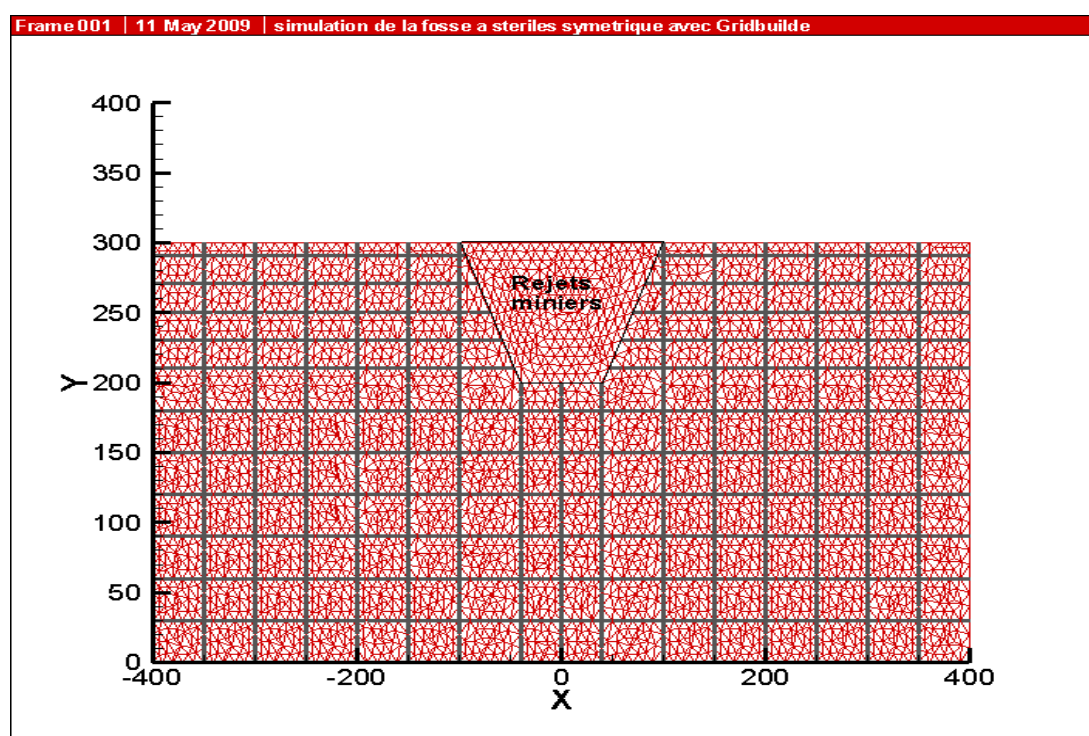


Figure 5.17 Structure du réseau des fractures orthogonales, ouverture = 0.3 mm.

L'évolution des isocontours de la charge hydraulique en fonction du temps est montrée sur la figure 5.18. Cette figure montre que la répartition initiale des isocontours de charge hydraulique est uniformément distribuée avec des valeurs entre 210 m et 220 m. Les fractures horizontales réduisent la variation de la charge hydraulique par rapport aux cas 1 et 2. On peut aussi remarquer que l'effet du gradient régional devient plus marquant avec des isocontours qui deviennent inclinés.

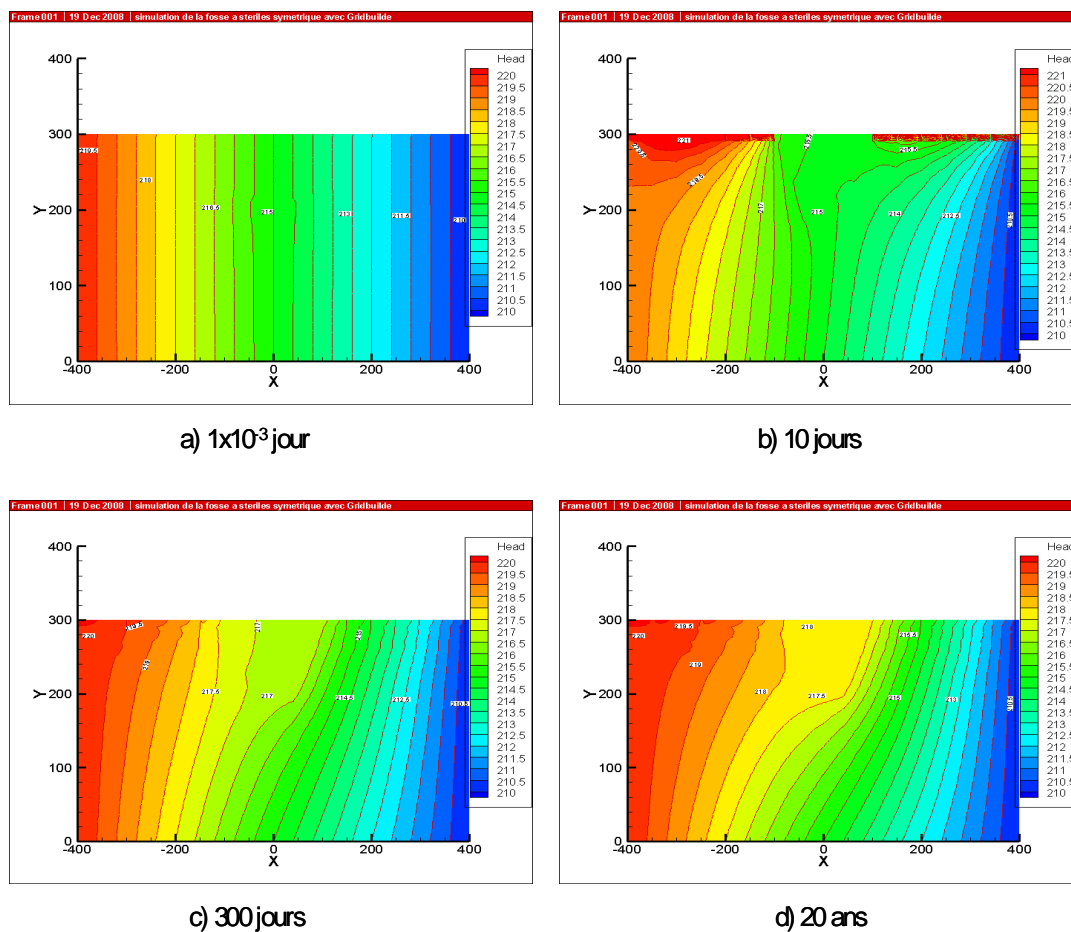


Figure 5.18 Distribution des isocontours de charge hydraulique en fonction du temps, cas 3.

Les variations de la pression et du degré de saturation en fonction du temps et de la distance le long de l'axe horizontal situé à  $y = 280$  m sont montrées sur les figures 5.19 et 5.20. La figure 5.19 montre que la variation initiale de la pression est linéaire en fonction de la distance. Sous l'effet des précipitations, il y a une augmentation de la pression en fonction du temps.



Mais, cette augmentation est moins importante que pour les deux autres cas (massif homogène et roc avec fractures verticales) à cause de la présence des fractures orthogonales. La figure 5.20 montre qu'il n'y a pas de variation du degré de saturation en fonction du temps. Les stériles miniers sont proches de leur valeur résiduelle ( $S_w \approx 28\%$ ), alors que le massif rocheux est à une saturation autour de 95 %. La présence des fractures induit un écoulement rapide à travers le réseau, ce qui limite la variation des teneurs en eau.

Les figures V.1 et V.2 de l'annexe II comparent la variation de la pression et du degré de saturation en fonction du temps au point ( $x = 0$  m,  $y = 230$  m) pour le cas d'un massif rocheux homogène et le cas avec un réseau de fractures orthogonales. Les variations sont plus faibles pour le cas avec fractures orthogonales.

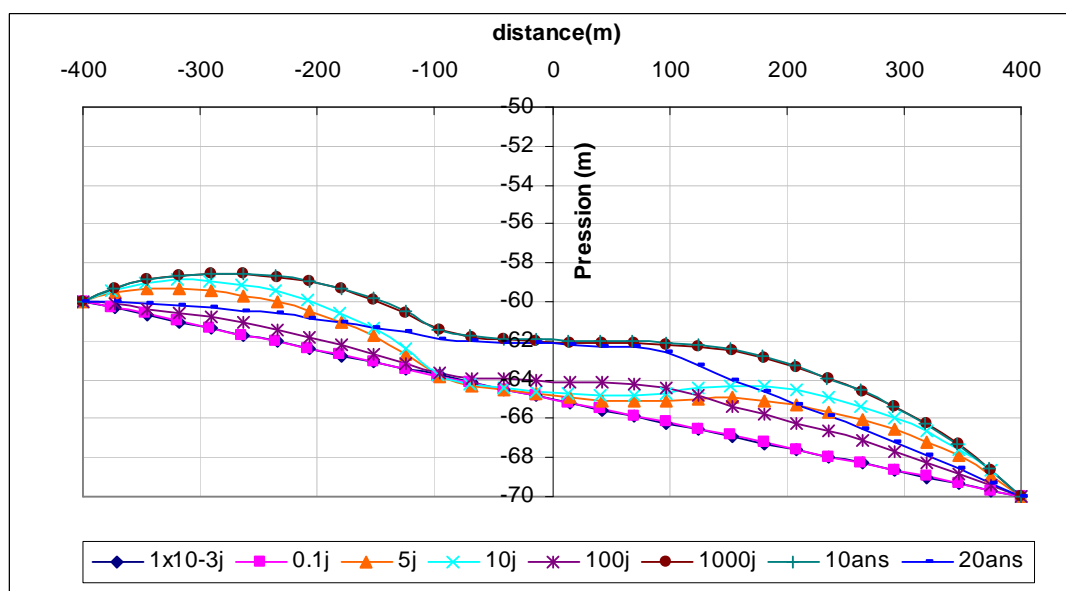


Figure 5.19 Variation de la pression le long de l'axe horizontal situé à  $y = 280$  m, cas 3.

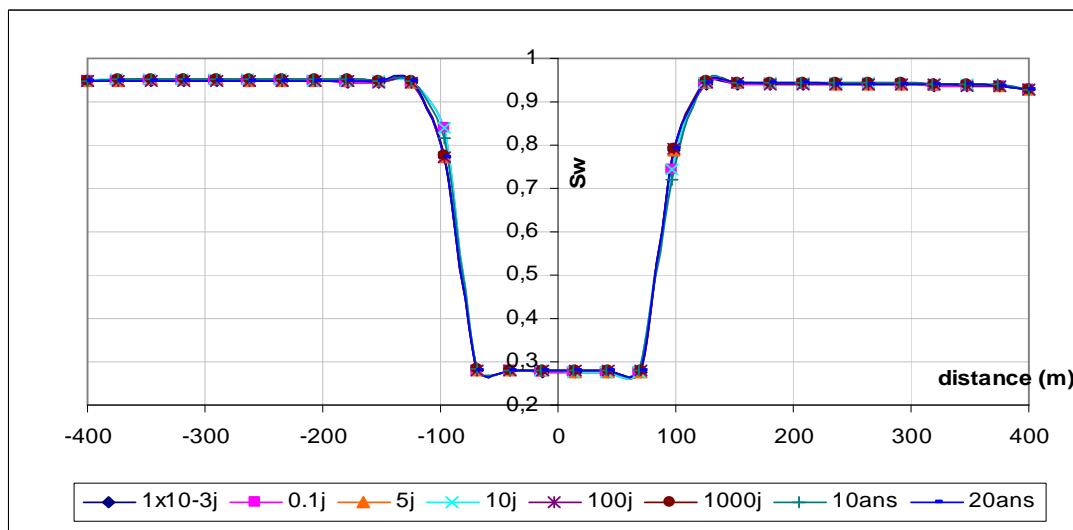


Figure 5.20 Variation du degré de saturation le long de l'axe horizontal situé à  $y = 280$  m, cas 3.

L'évolution des isocontours de concentration en fonction du temps est montrée sur la figure 5.21. La figure 5.21 montre une migration importante des contaminants à travers le réseau de fractures orthogonales en fonction du temps. Cette figure met en évidence le panache de contamination orienté vers la droite dans le sens du gradient régional. On peut ainsi conclure que les fractures orthogonales amplifient l'effet du gradient régional sur le transport de contaminants, ce qui peut augmenter le risque de contamination des surfaces d'eau à proximité de la fosse.

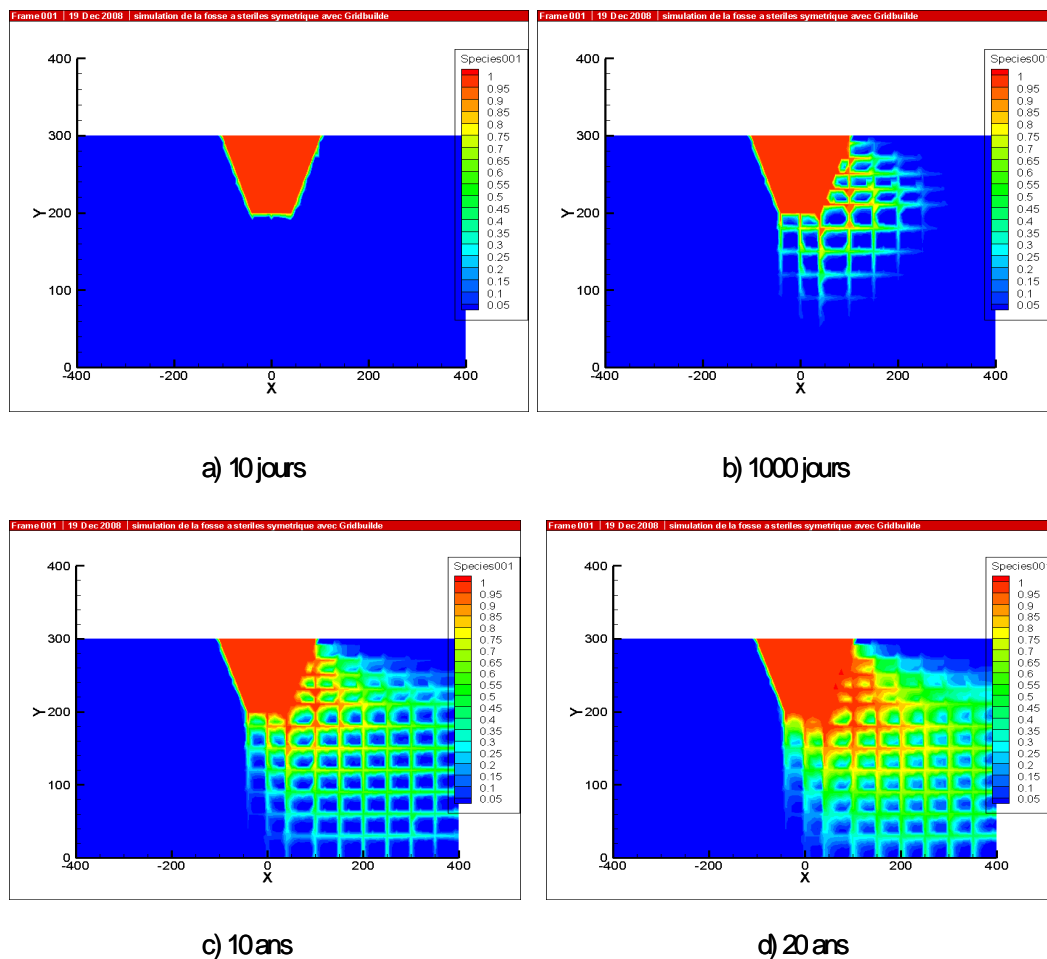


Figure 5.21 Évolution des isocontours de concentration en fonction du temps, cas 3.

La figure 5.22 montre la variation de la concentration au point ( $x = 200$  m,  $y = 200$  m). Cette figure montre une augmentation de la concentration jusqu'à atteindre  $0.80 \text{ kg/m}^3$  après 20 ans. Un puits installé à cet endroit sera contaminé à  $0.75 \text{ kg/m}^3$  au bout de 10 ans. Pour un cours d'eau de surface situé à proximité de la fosse ( $x = 400$  m), la concentration serait de 0.11 après 20 ans. Le risque peut être plus élevé pour des temps plus grands.

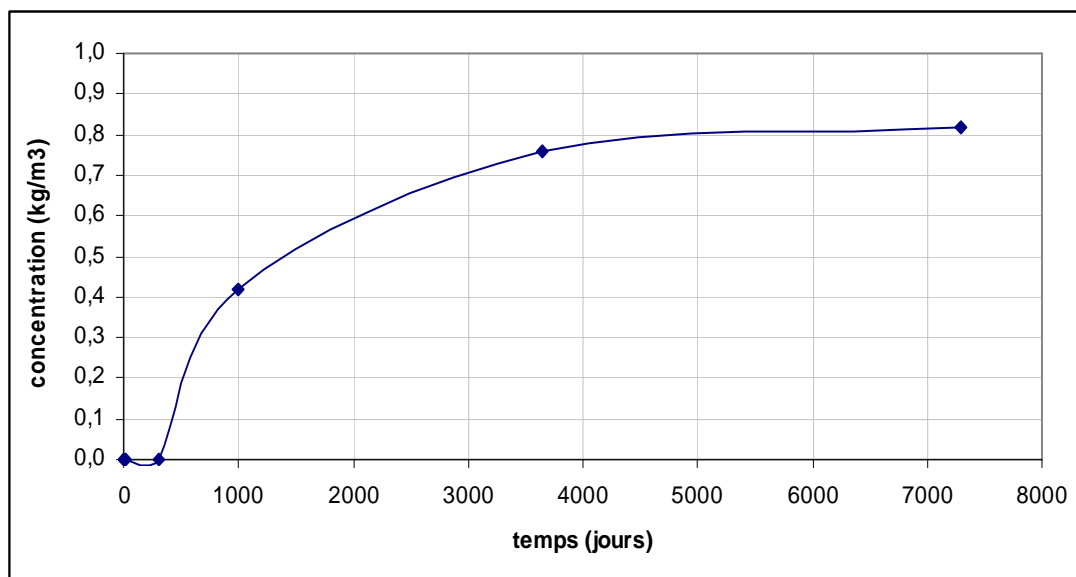


Figure 5.22 Variation de la concentration en fonction du temps au point ( $x = 200$  m,  $y = 200$  m), cas 3.

### 5.3.2 Série 2 : Pluie fixe pendant 10 jours

Cette série de simulations a pour but d'étudier le comportement de la fosse sous une faible pluie et après l'arrêt des précipitations. Pour cela, une pluie de 5 mm/jour a été imposée en surface pendant 10 jours, après ça elle s'arrête, pour une durée totale de 2 ans. Le niveau initial de la nappe a été fixé à 220 m. Une charge hydraulique variable entre 220 m et 210 m en fonction de la distance a été fixée à la base. Deux cas sont présentés : un cas avec un massif rocheux homogène et un cas avec des fractures orthogonales.

### 5.3.2.1 Cas 4 : Massif rocheux homogène

L'évolution des isocontours de la charge hydraulique en fonction du temps pour un massif homogène est montrée sur la figure 5.23. Cette figure montre que la distribution initiale des isocontours de la charge hydraulique est uniforme. En fonction du temps et sous l'effet des précipitations, il y a une augmentation de la charge hydraulique, surtout dans le massif rocheux de part et d'autre de la fosse. Après l'arrêt des précipitations, il y a une diminution de la charge hydraulique et il y a tendance à retourner à l'état initial.

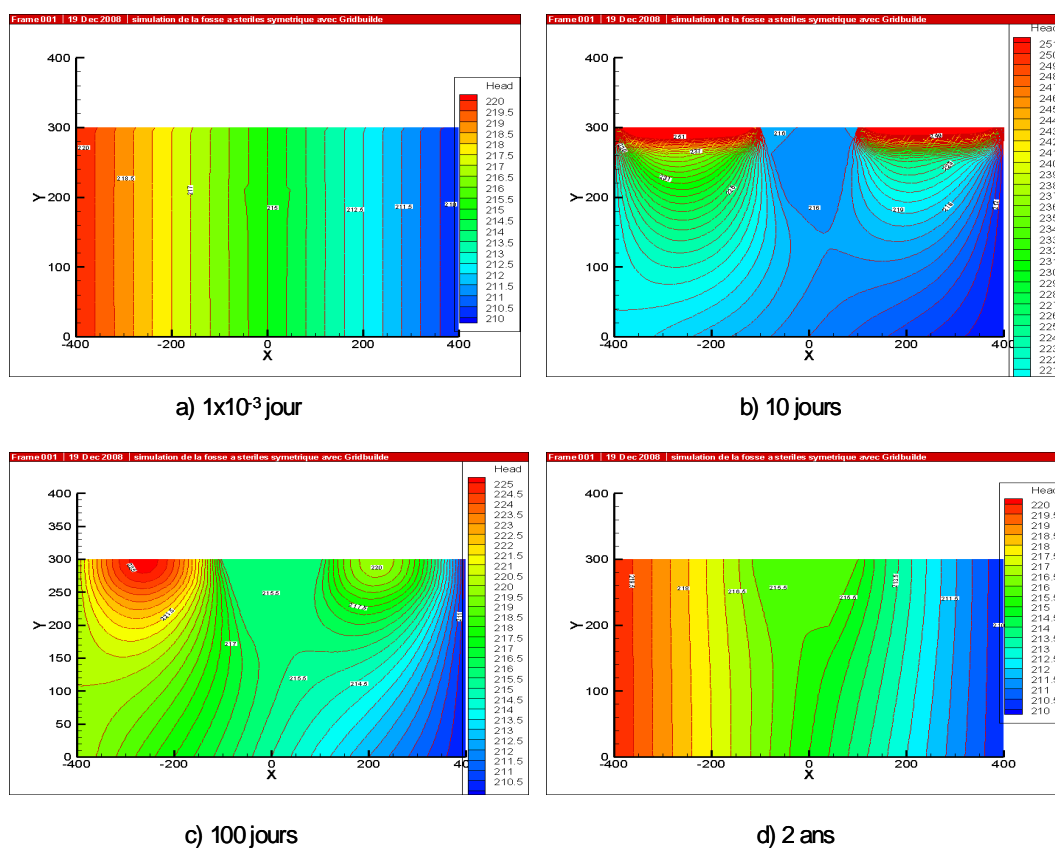


Figure 5.23 Distribution de la charge hydraulique en fonction du temps, série 2.

Les variations de la pression et du degré de saturation en fonction de la distance et du temps le long de l'axe horizontal situé à  $y = 280$  m sont montrées sur les figures 5.24 et 5.25. La figure 5.24 montre que la variation initiale de la pression est linéaire avec une droite de pente négative due à l'effet du gradient régional imposé. Il y a une augmentation de la pression en fonction du temps sous l'effet des précipitations. Cette augmentation est beaucoup plus importante dans le massif rocheux que dans les stériles. Une fois que la pluie a cessée, il y a une diminution de la pression et il y a tendance vers un état d'équilibre hydrostatique. La figure 5.25 montre que la variation du degré de saturation est faible dans la fosse, alors que les valeurs varient entre 90 % et 100 % dans le massif rocheux. Les stériles restent à une saturation proche de 42 % plus élevée que leur valeur résiduelle.

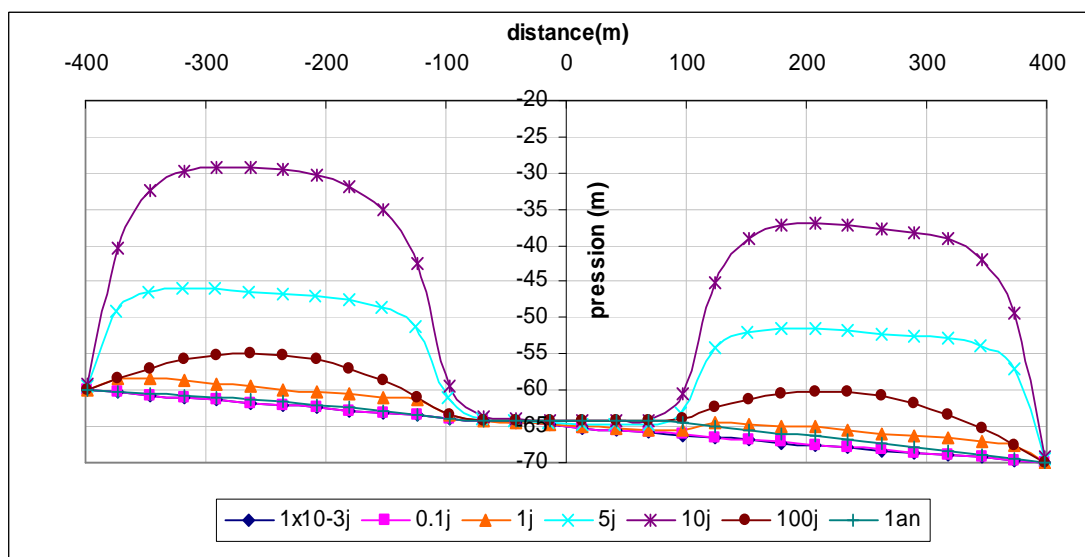


Figure 5.24 Variation de la pression le long de l'axe horizontal situé à  $y = 280$  m, cas 4.

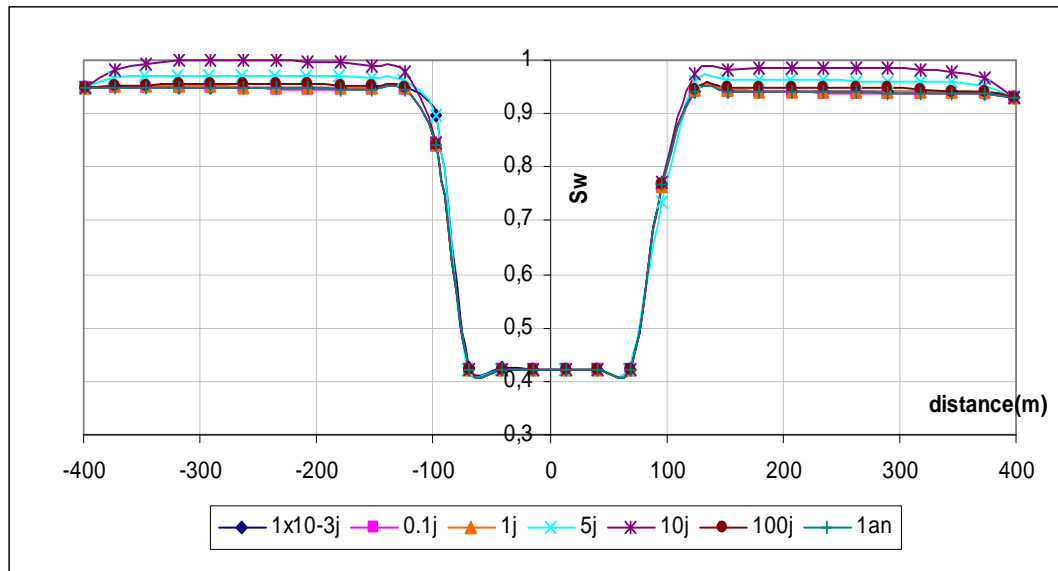


Figure 5.25 Variation du degré de saturation le long de l'axe horizontal situé à  $y = 280$  m, cas 4.

L'évolution des isocontours de la concentration en fonction du temps est montrée sur la figure 5.26. Cette figure montre une migration de contaminants très faible en fonction du temps. Ceci est dû au fait qu'après 10 jours, il n'y a plus de précipitation. On peut noter que la migration de contaminants est plus marquée latéralement dans le sens du gradient régional qu'en profondeur.

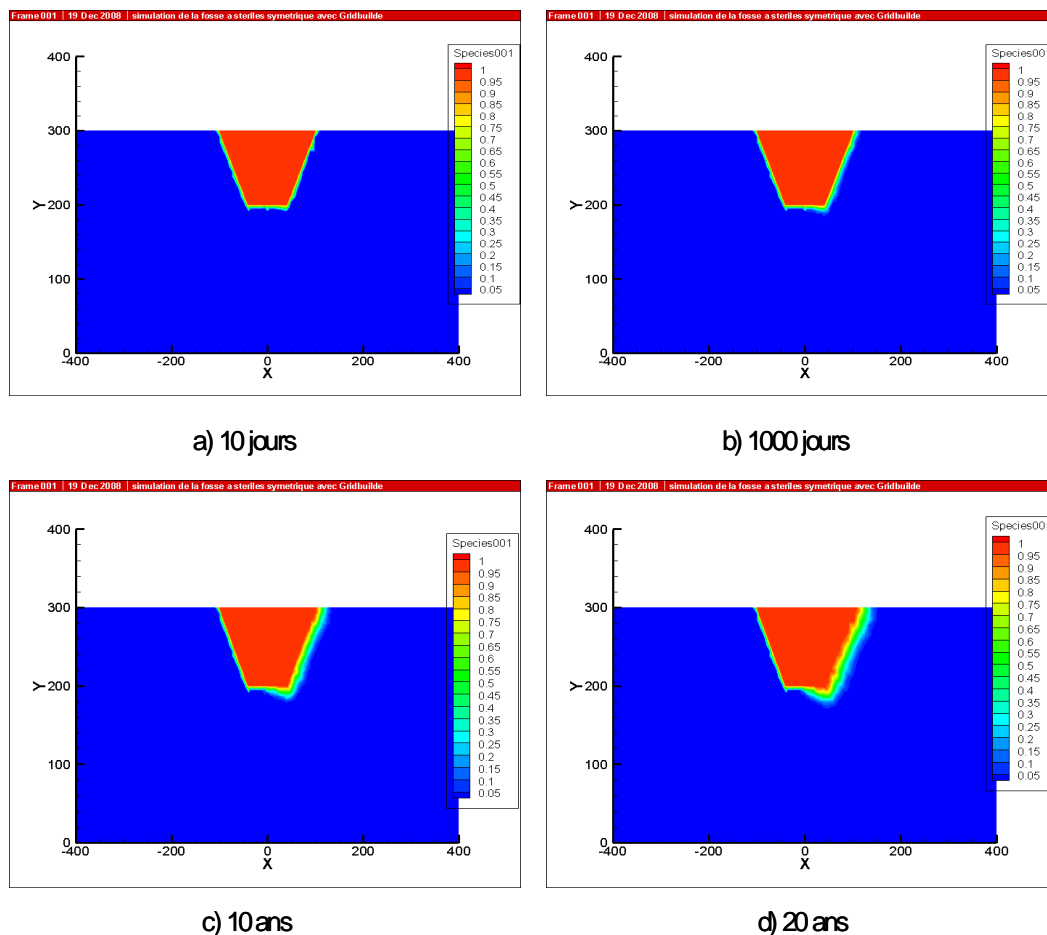


Figure 5.26 Évolution des isocontours de concentration en fonction du temps, cas 4.

### 5.3.2.2 Cas 5 : Massif rocheux avec fractures orthogonales

Un réseau de fractures orthogonales a été ajouté au massif rocheux. Les fractures ont une ouverture de 0.3 mm. Les mêmes conditions initiales et aux limites utilisées pour le cas 4 ont été imposées ici.



L'évolution des isocontours de charge hydraulique en fonction du temps est montrée sur la figure 5.27. Les résultats de cette figure montrent l'effet des fractures orthogonales sur la distribution des charges hydrauliques. Il y a une augmentation des charges en fonction du temps sous l'effet des précipitations, mais cette augmentation est moins importante par rapport au cas 4 avec un massif homogène.

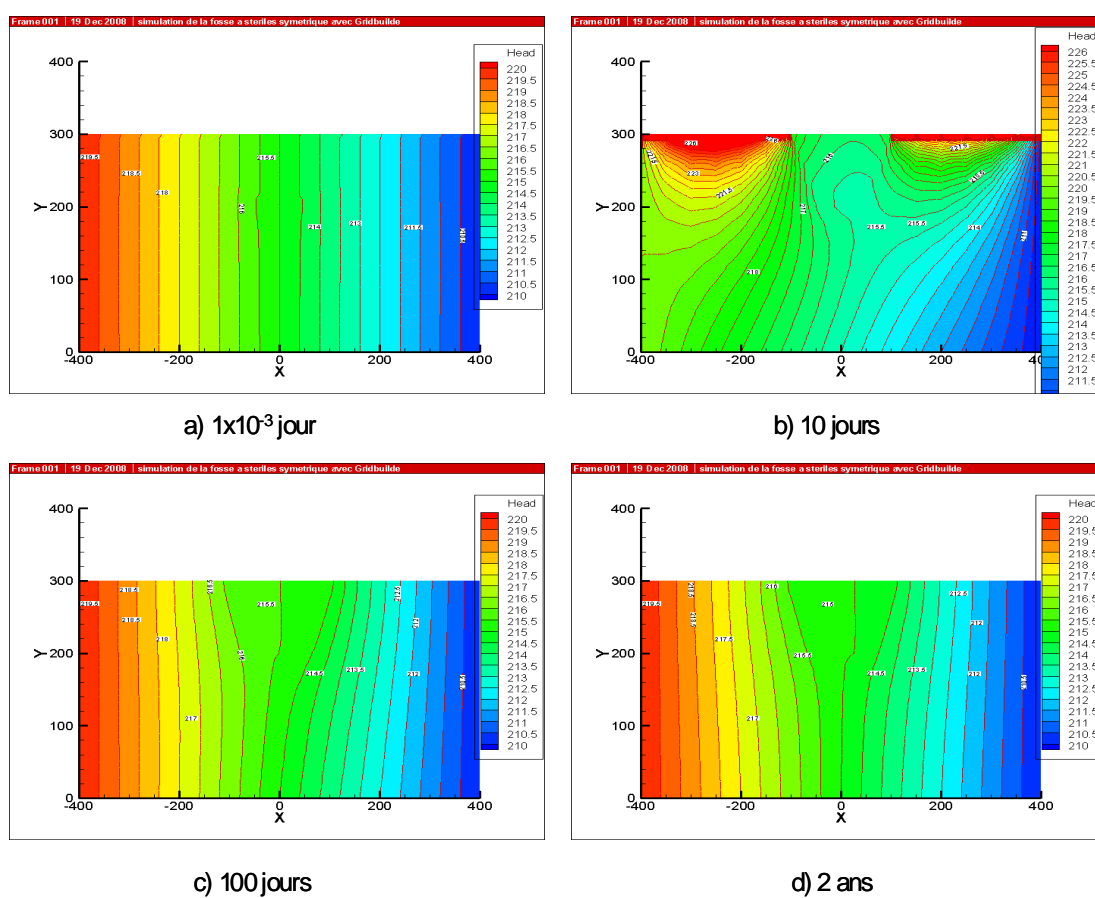


Figure 5.27 Distribution des isocontours de charge hydraulique en fonction du temps, cas 5.

Après l'arrêt des pluies, la variation des isocontours de charge hydraulique devient moins importante et à partir d'un temps de 100 jours, il y a retour à l'état initial.

Les variations de la pression et du degré de saturation en fonction de la distance et du temps le long de l'axe horizontal situé à  $y = 280$  m sont montrées sur les figures 5.28 et 5.29. Ces figures montrent que les variations sont moins importantes ici par rapport au cas 4 (massif rocheux non fracturé). La figure 5.28 montre une augmentation de la pression en fonction du temps sous l'effet des précipitations, mais elle est plus faible que celle pour le cas d'un massif homogène. Une fois que la pluie cesse (après dix jours), il y a retour à l'état initial. La figure 5.29 montre une variation faible du degré de saturation dans le massif et les stériles. Le massif reste à un degré de saturation autour de 95 %, alors que les stériles sont à un degré de saturation autour de 28 % proche de leur valeur résiduelle. Cette valeur est plus faible par rapport au cas sans fractures.

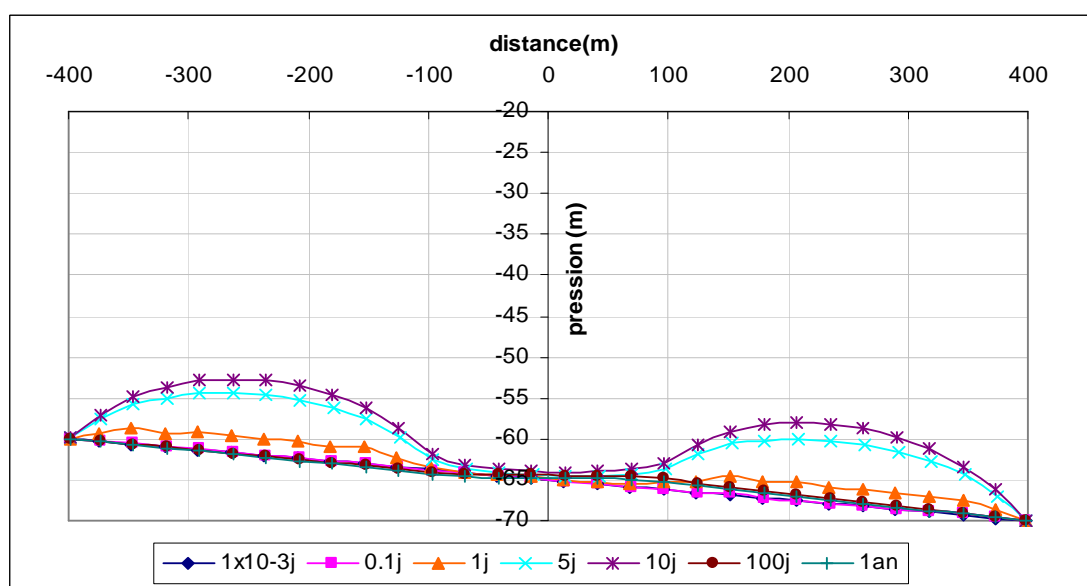


Figure 5.28 Variation de la pression le long de l'axe vertical situé à  $y = 280$  m, cas 5.

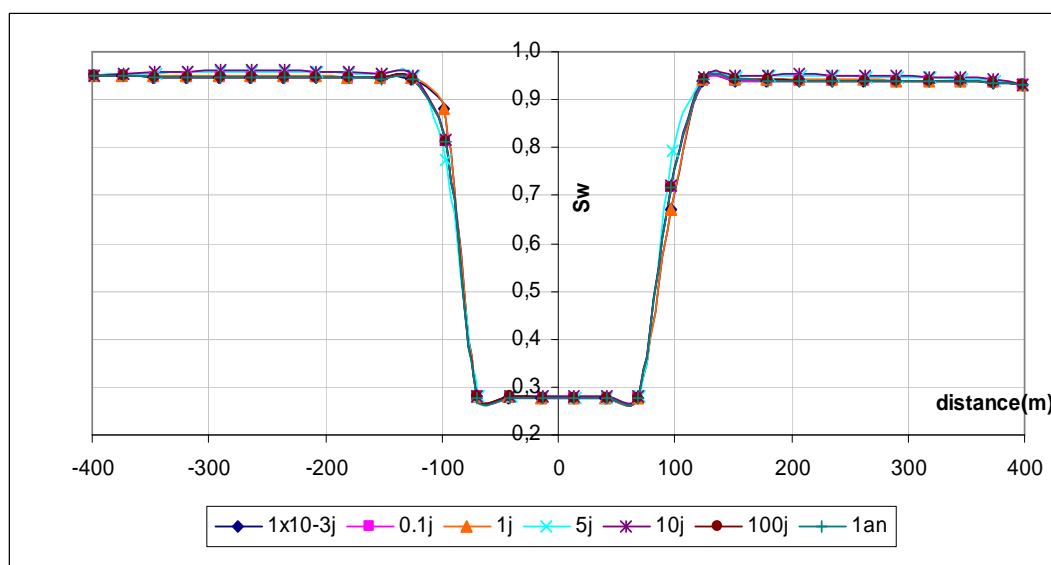


Figure 5.29 Variation du degré de saturation le long de l'axe vertical situé à  $y = 280$  m, cas 5.

L'évolution des isocontours de la concentration en fonction du temps est montrée sur la figure 5.30. Cette figure montre l'effet significatif des fractures orthogonales sur le transport de contaminants. En comparaison avec le cas 4 (massif homogène), les contaminants migrent plus vite ici et ils peuvent parcourir une plus grande distance par rapport à la source. Sous l'effet du gradient régional, le panache de contamination est orienté dans le sens du gradient et il n'y a pas de migration vers la gauche.

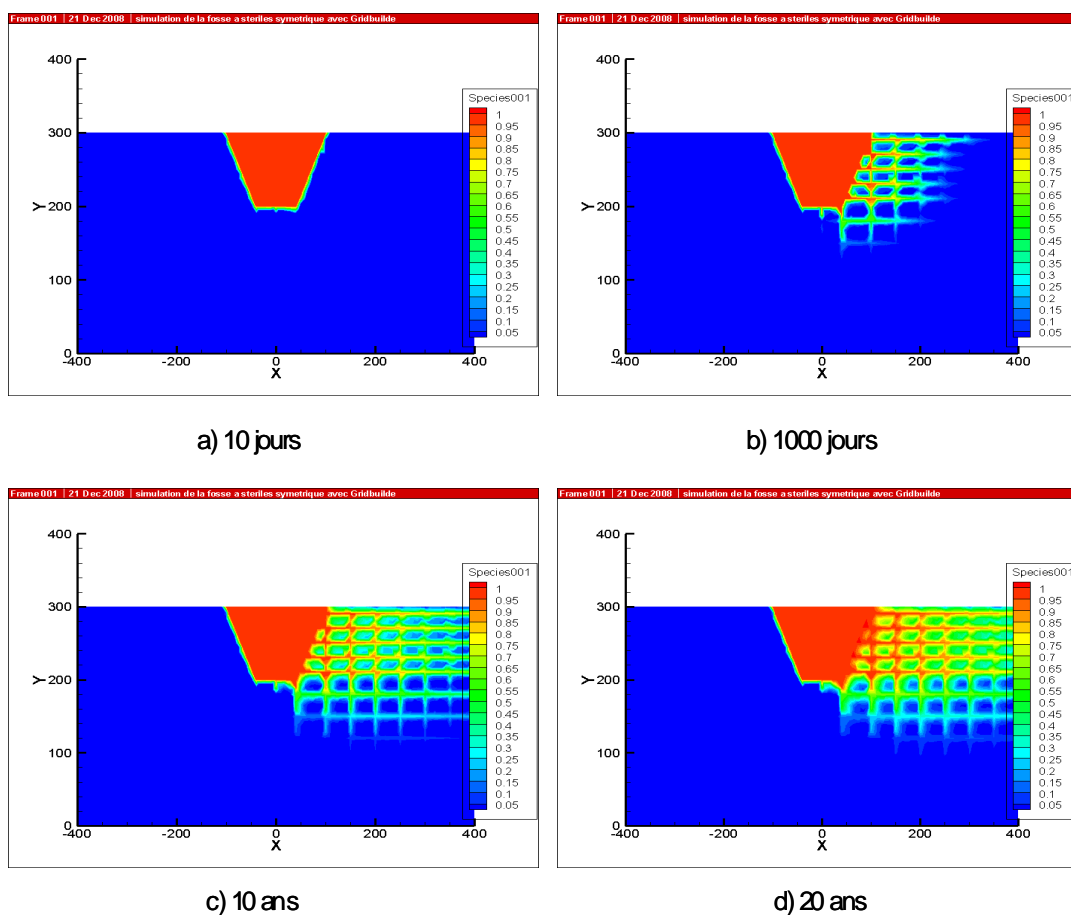


Figure 5.30 Évolution des isocontours de la concentration en fonction du temps, cas 5.

La figure 5.31 compare les concentrations au point ( $x = 100$  m,  $y = 230$  m) pour les deux cas sans fractures et avec fractures orthogonales. Cette figure montre une différence significative dans les concentrations entre ces deux cas. La présence des fractures fait augmenter les concentrations à ce point qui atteignent une valeur de  $0.9 \text{ kg/m}^3$  au bout de 1000 jours. Cette valeur augmente par la suite pour atteindre la concentration maximale de  $1 \text{ kg/m}^3$  à partir de 10 ans.

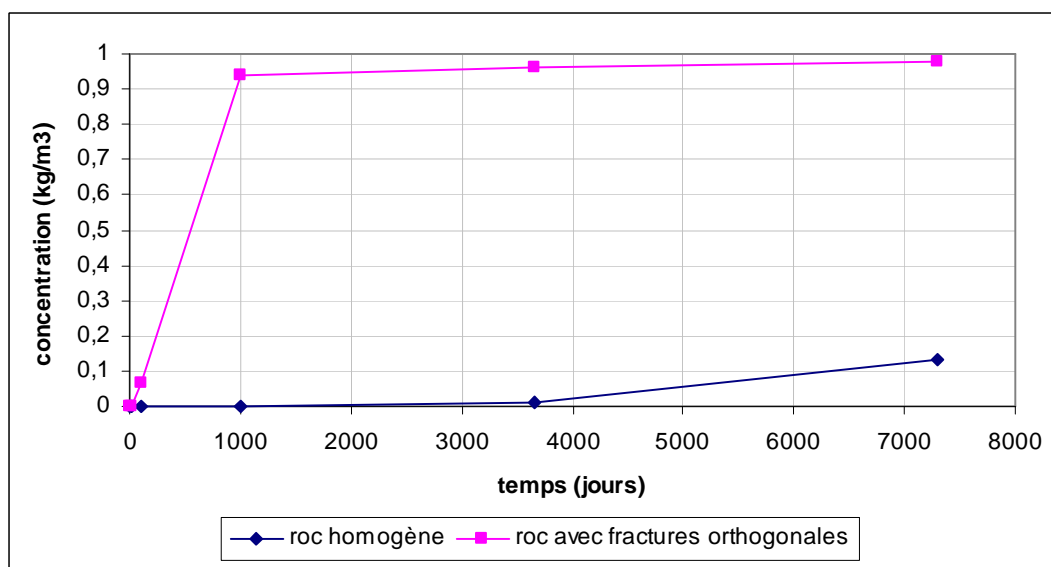


Figure 5.31 Comparaison des concentrations au point ( $x = 100$  m,  $y = 230$  m), série 2.

### 5.3.3 Série 3 : Niveau initial de la nappe à 230 m

Dans cette série de simulations, le niveau initial de la nappe a été augmenté à l'élévation  $y = 230$  m (au lieu de 220 m, série 1) avec une fosse partiellement saturée. Des charges hydrauliques de 230 m et 210 m ont été fixées respectivement aux frontières gauche et droite. Une charge variable entre 230 m et 210 m a été fixée à la base ce qui augmente le gradient régional à une valeur de 0.025 au lieu de 0.0125 en comparaison aux séries 1 et 2. Un flux de précipitation de 1.5 mm/jour pendant 10 jours suivis de 10 jours sans pluie en alternance sur une période de 20 ans a été imposé en surface. Deux cas sont présentés : un premier cas avec un massif rocheux homogène (non fracturé) et un deuxième cas avec l'ajout d'un réseau de fractures orthogonales.

### 5.3.3.1 Cas 6 : Massif rocheux homogène

L'évolution des isocontours de la charge hydraulique en fonction du temps obtenue est montrée sur la figure 5.32. Cette figure montre que la répartition initiale des charges hydrauliques est linéaire, ce qui donne un écoulement principalement horizontal de gauche à droite. Sous l'effet des précipitations, il y a une augmentation de la charge hydraulique en fonction du temps, surtout dans le massif rocheux.

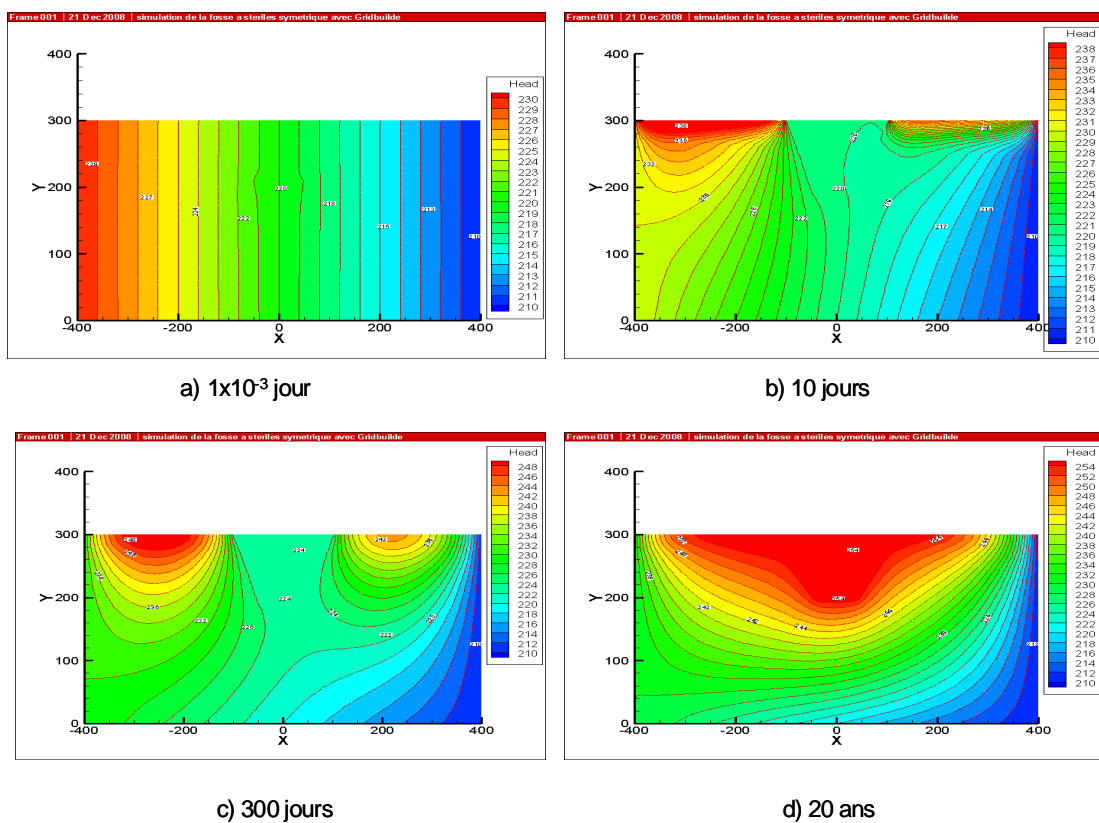


Figure 5.32 Distribution des isocontours de charge hydraulique en fonction du temps, cas 6.

Notons par ailleurs que l'augmentation des charges à gauche est plus importante que celle à droite de l'axe de symétrie en raison du gradient régional. En comparaison avec le cas 1 (niveau initial de la nappe à 220 m), les charges maximales obtenues ici sont plus élevées et l'écoulement est plus rapide.

Les variations de la pression et du degré de saturation en fonction de la distance et du temps le long d'un axe horizontal situé à  $y = 280$  m sont montrées sur les figures 5.33 et 5.34. La figure 5.33 montre qu'initialement la pression varie linéairement en fonction de la distance. Sous l'effet des précipitations, il y a une augmentation des pressions dans le massif rocheux et dans la fosse. L'effet du gradient sur la pression est plus évident ici avec une différence de 15 m de part et d'autre de l'axe de symétrie après un temps de 10 ans. Dans le cas d'un gradient plus faible, cette différence était de 5 m seulement

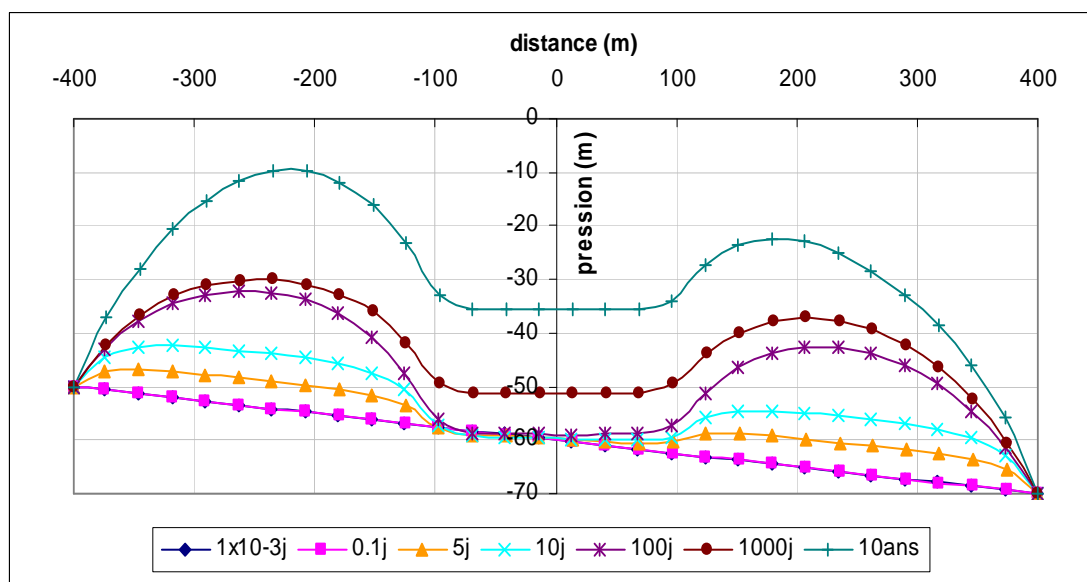


Figure 5.33 Variation de la pression le long de l'axe horizontal situé à  $y = 280$  m, cas 6.

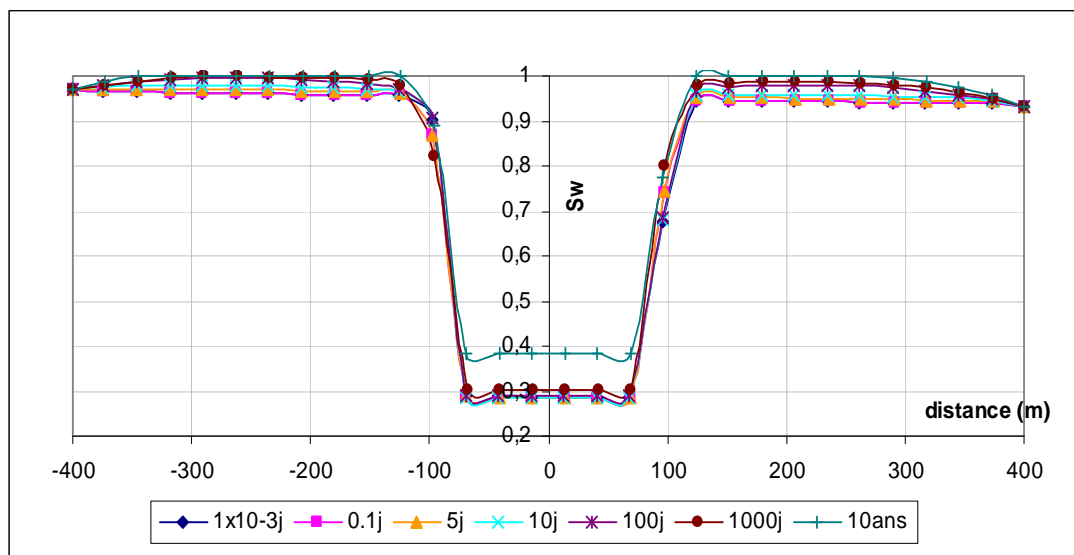


Figure 5.34 Variation du degré de saturation le long de l'axe horizontal situé à  $y = 280$  m, cas 6.

La figure 5.34 montre une augmentation du degré de saturation en fonction du temps dans le massif rocheux et dans la fosse. Les stériles atteignent un degré de saturation de 40 % après 10 ans suite au remplissage progressif de la fosse, alors que le degré de saturation dans le massif varie entre 92 et 100 %. Les valeurs dans la partie gauche sont peu plus élevées que celles dans la partie droite à cause de l'effet du gradient hydraulique régional.

Les figures 5.35 et 5.36 comparent les variations du degré de saturation et de la pression pour les deux gradients régionaux (et donc les deux positions initiales de la nappe) au point ( $x = 0$  m,  $y = 230$  m). La figure 5.35 montrent que les valeurs du degré de saturation sont plus élevées pour un niveau initial de la nappe plus élevé. On peut remarquer que la valeur du degré de saturation pour le matériau au point ( $x = 0$  m,  $y = 230$  m) n'est pas égale à  $a$  pour un niveau initial de la nappe à 230 m.



Ceci est dû au fait que d'une part le code d'extraction de données, Tecplot, considère la moyenne des degrés de saturation pour des éléments adjacents. La figure 5.36 montre une augmentation plus importante de la pression pour un gradient régional plus élevé. L'écart entre les deux cas reste constant en fonction du temps.

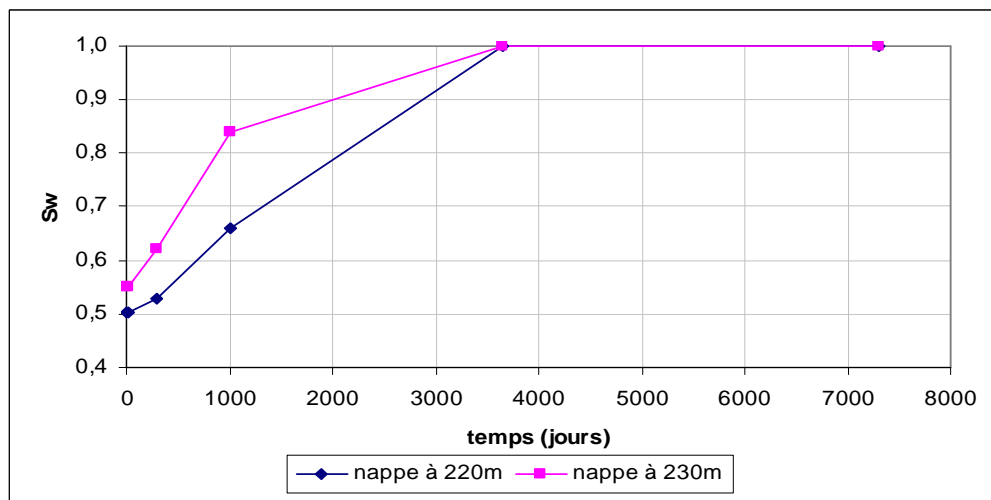


Figure 5.35 Comparaison des degrés de saturation au point ( $x = 0$  m,  $y = 230$  m), série 3.

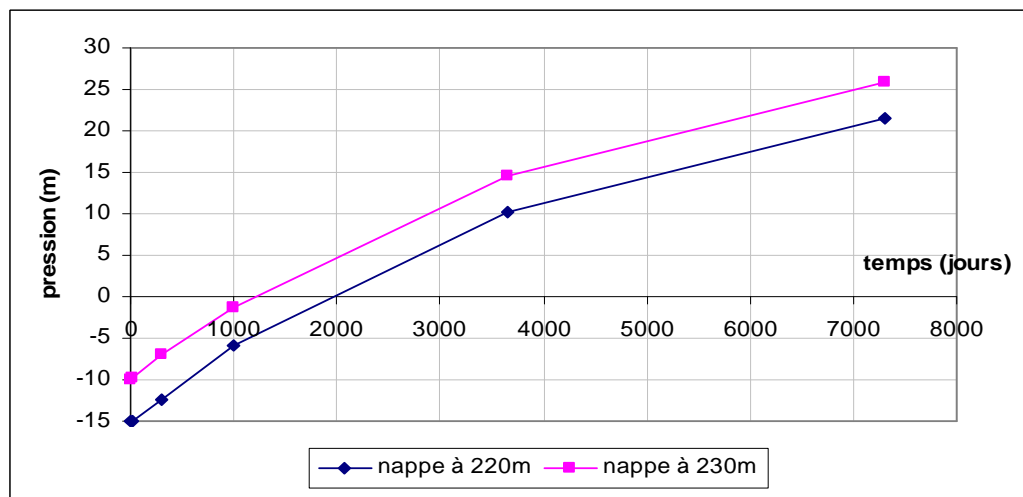


Figure 5.36 Comparaison des pressions au point ( $x = 0$  m,  $y = 230$  m), série 3.

L'évolution des isocontours de la concentration des contaminants en fonction du temps est montrée sur la figure 5.37.

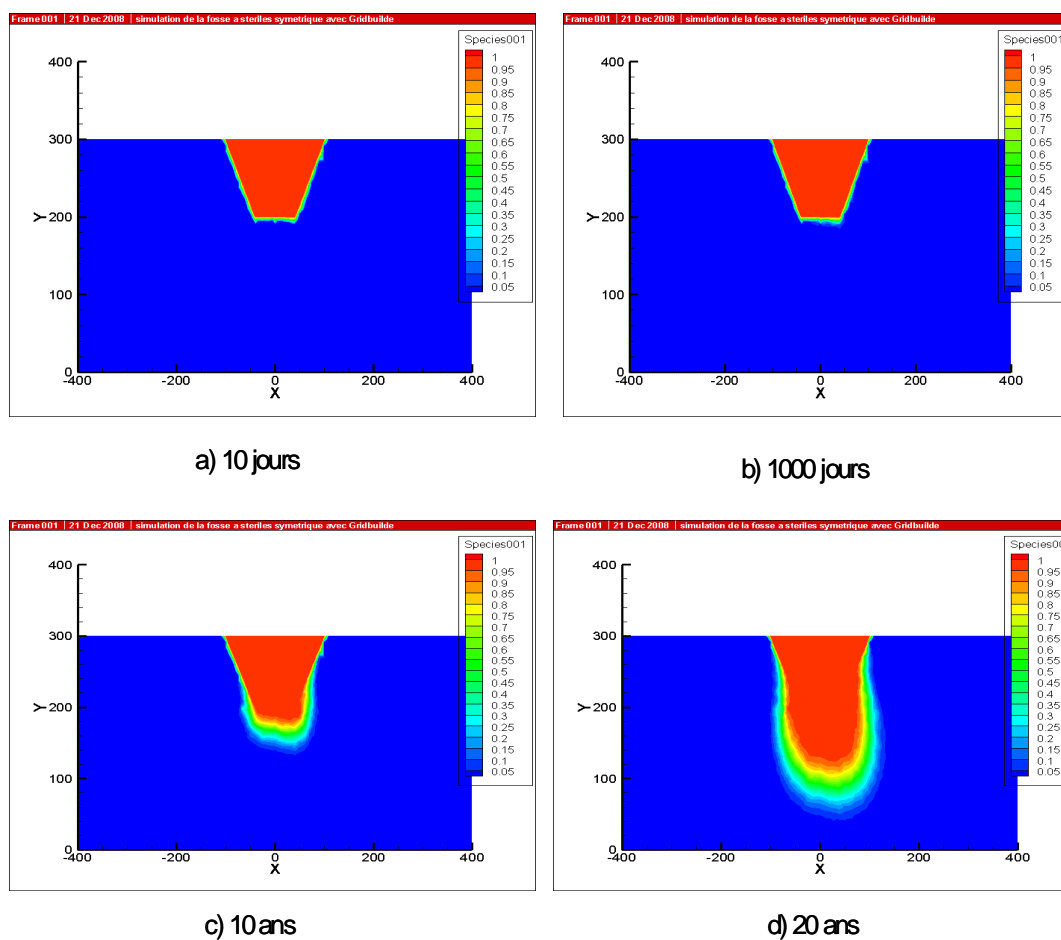


Figure 5.37 Évolution des isocontours de la concentration en fonction du temps, cas 6.

La figure 5.37 montre une migration des contaminants progressive en fonction du temps. Cette migration se fait en profondeur et le panache de contamination est légèrement orienté vers la droite dans le sens du gradient régional.

En comparaison avec le cas 1 (niveau initial de la nappe à 220 m et massif rocheux non fracturé, figure 5.7), le panache de contamination est plus étroit ici et plus orienté vers la droite parce que le gradient hydraulique est plus élevé.

#### 5.3.3.2 Cas 7 : Massif rocheux avec fractures orthogonales

Ici, un réseau de fractures orthogonales est inclus dans le massif rocheux. Les fractures ont une ouverture de 0.3 mm. La disposition des fractures est la même que celle de la figure 5.17.

Les variations de la pression et du degré de saturation en fonction du temps et de la distance le long de l'axe horizontal situé à  $y = 280$  m sont montrées sur les figures 5.38 et 5.39. La figure 5.38 montre que la variation initiale de la pression est linéaire en fonction de la distance. Il y a une augmentation de la pression en fonction du temps sous l'effet des précipitations, mais celle-ci demeure moins importante par rapport au cas 6 (massif rocheux non fracturé) à cause de la présence des fractures. Ces dernières induisent une variation très faible des degrés de saturation dans le massif rocheux et dans les stériles à cause d'un écoulement d'eau rapide à travers le réseau de fractures orthogonales.

L'évolution des isocontours de la charge hydraulique en fonction du temps est montrée sur la figure II.3 de l'annexe II.

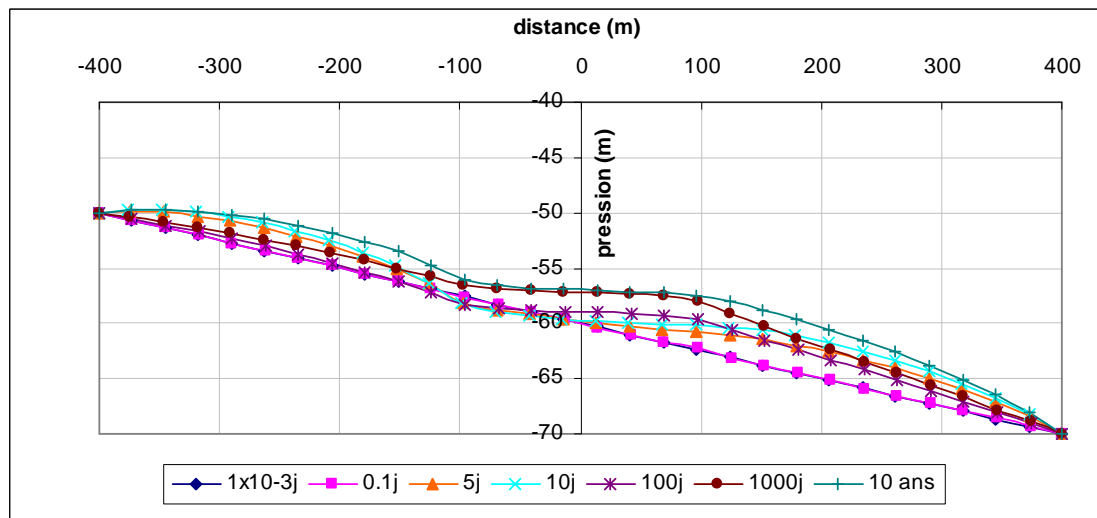


Figure 5.38 Variation de la pression le long de l'axe horizontal situé à  $y = 280$  m, cas 7.

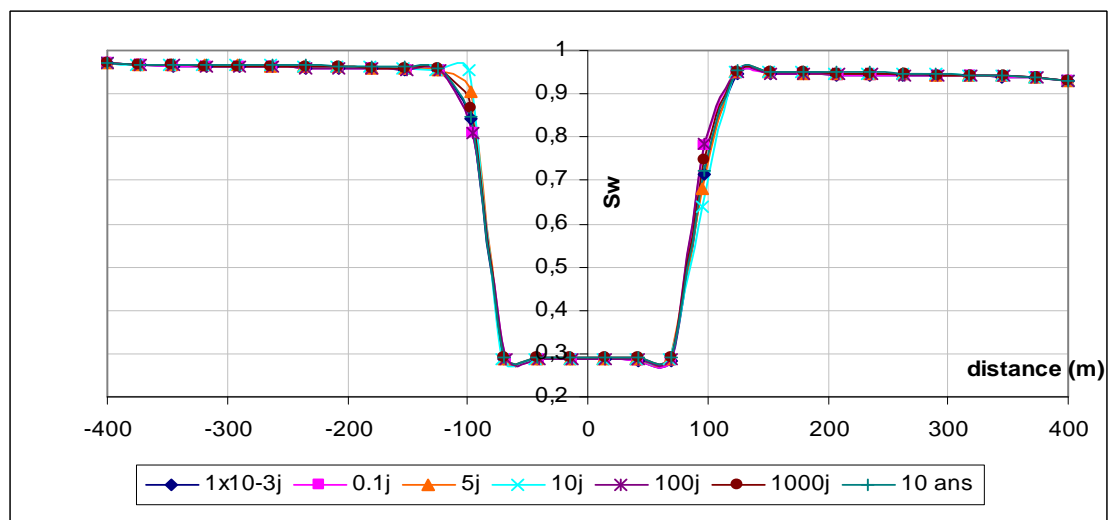


Figure 5.39 Variation du degré de saturation le long de l'axe horizontal situé à  $y = 280$  m, cas 7.

L'évolution des isocontours de la concentration des contaminants en fonction du temps est montrée sur la figure 5.40. Cette figure montre une migration très importante de contaminants à travers le réseau de fractures orthogonales. Le transport se fait plus rapidement que lorsque le massif est homogène. Ceci s'explique par l'effet du gradient régional qui est amplifié en présence des fractures orthogonales.

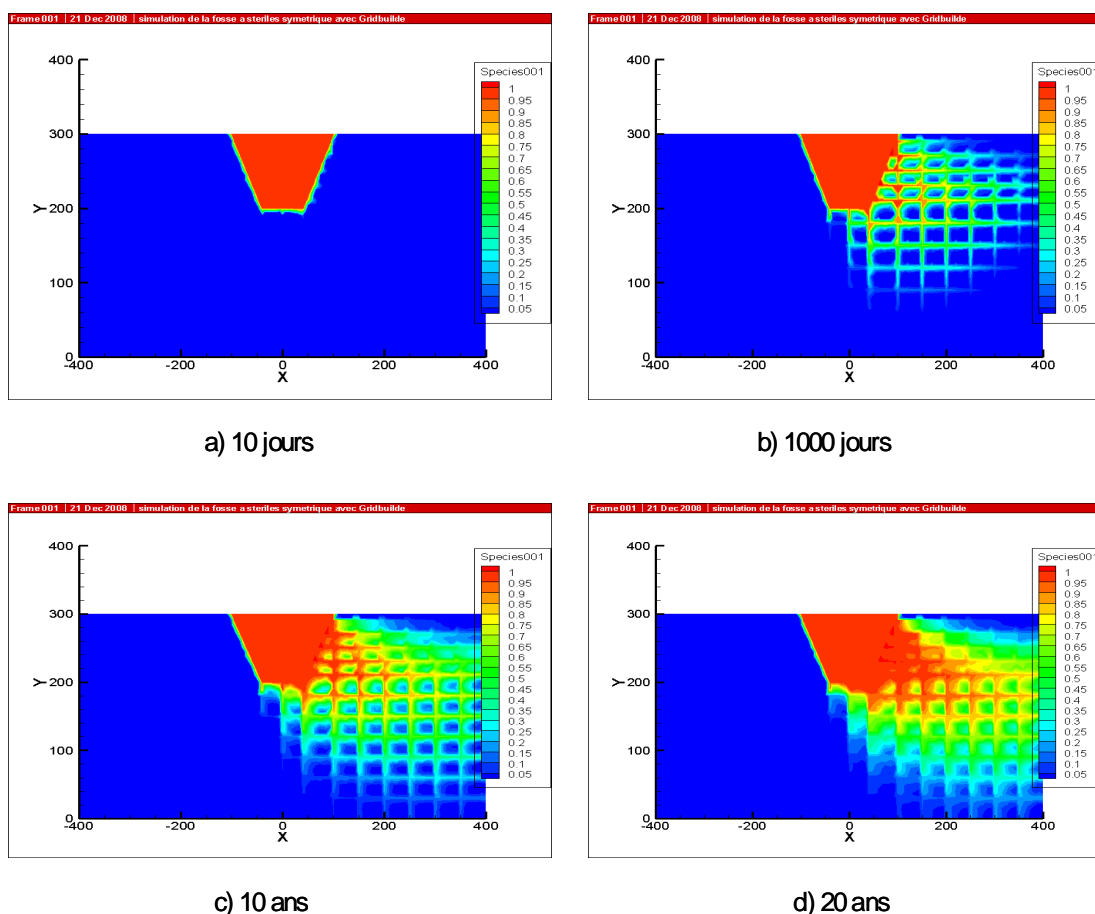


Figure 5.40 Évolution des isocontours de la concentration en fonction du temps, cas 7.

La variation de la concentration au point ( $x = 320$  m,  $y = 200$  m), situé dans le massif rocheux mais entre deux fractures verticales et deux fractures horizontales est montrée sur la figure 5.41. Cette figure montre une augmentation progressive de la concentration au point situé à une distance de 220 m de la fosse et donc de la source de contamination. Un puits d'observation installé à ce point sera contaminé à  $0.50 \text{ kg/m}^3$  au bout de 13 ans et 69 jours, cette valeur augmente à  $0.70 \text{ kg/m}^3$  au bout de 20 ans en présence des fractures orthogonales.

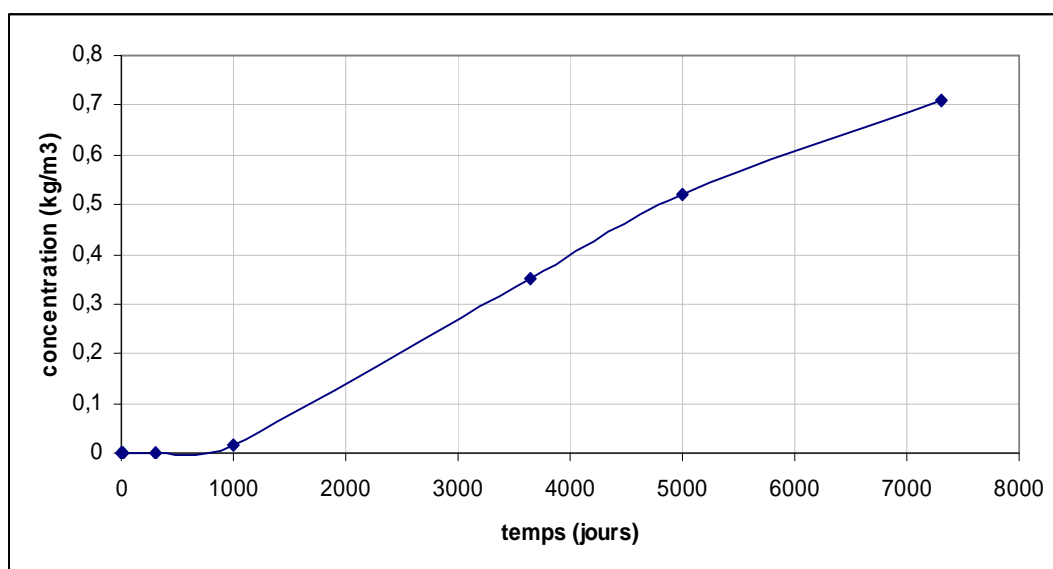


Figure 5.41 Variation de la concentration en fonction du temps au point ( $x = 320$  m,  $y = 200$  m), cas 7.

#### 5.3.4 Série 4 : Nappe profonde et pluie variable sur l'année

Cette série de simulation a pour objectif d'étudier le comportement de la fosse remplie de stériles en conditions très désaturées avec une nappe d'eau profonde. Pour cela, le niveau initial de la nappe a été fixé à l'élévation 50 m. Ces conditions peuvent présenter des conditions d'un climat sec ou aride.

Des charges hydrauliques de 50 m et de 40 m ont été fixées respectivement aux frontières gauche et droite. Une charge hydraulique variable entre 50 m et 40 m a été fixé à la base pour  $x$  variant entre - 400 m et + 400 m, ce qui donne un gradient hydraulique régional de 0.0125 (le même que la série 1). Pour se rapprocher de conditions pluviométriques plus réalistes, un flux de précipitation variable sur l'année avec un jour de pluie suivis de deux jours sans pluie pour chaque mois de l'année a été imposé en surface en alternance sur une période de 2 ans. Les données pluviométriques de la station Latulipe (située au nord du Québec) ont été utilisées ici pour calculer le flux de précipitation (voir figure 4.42 et tableau 4.5 du chapitre 4). Deux cas sont présentés et discutés : un premier cas avec un massif rocheux homogène et un deuxième cas avec un réseau de fractures orthogonales.

#### 5.3.4.1 Cas 8 : Massif rocheux homogène

Ici, le massif rocheux est non fracturé. L'évolution des isocontours de la charge hydraulique en fonction du temps est montrée sur la figure 5.42. Cette figure montre que la répartition initiale des charges hydrauliques est homogène et linéaire. Sous l'effet des précipitations, il y a une augmentation de la charge hydraulique dans le massif rocheux et dans la fosse. Cette augmentation est plus importante dans le massif rocheux de part et d'autre de la fosse près de la surface. Malgré que le niveau initial de la nappe soit profond, des charges maximales de 146 m et de 136 m ont été atteintes respectivement dans le massif rocheux et les stériles miniers après environ 2 ans. Ceci s'explique par le fait que pour la condition de précipitation imposée, la période de 1 jour de pluie suivis de deux jours sans pluie pour chaque mois de l'année favorise l'infiltration de l'eau.

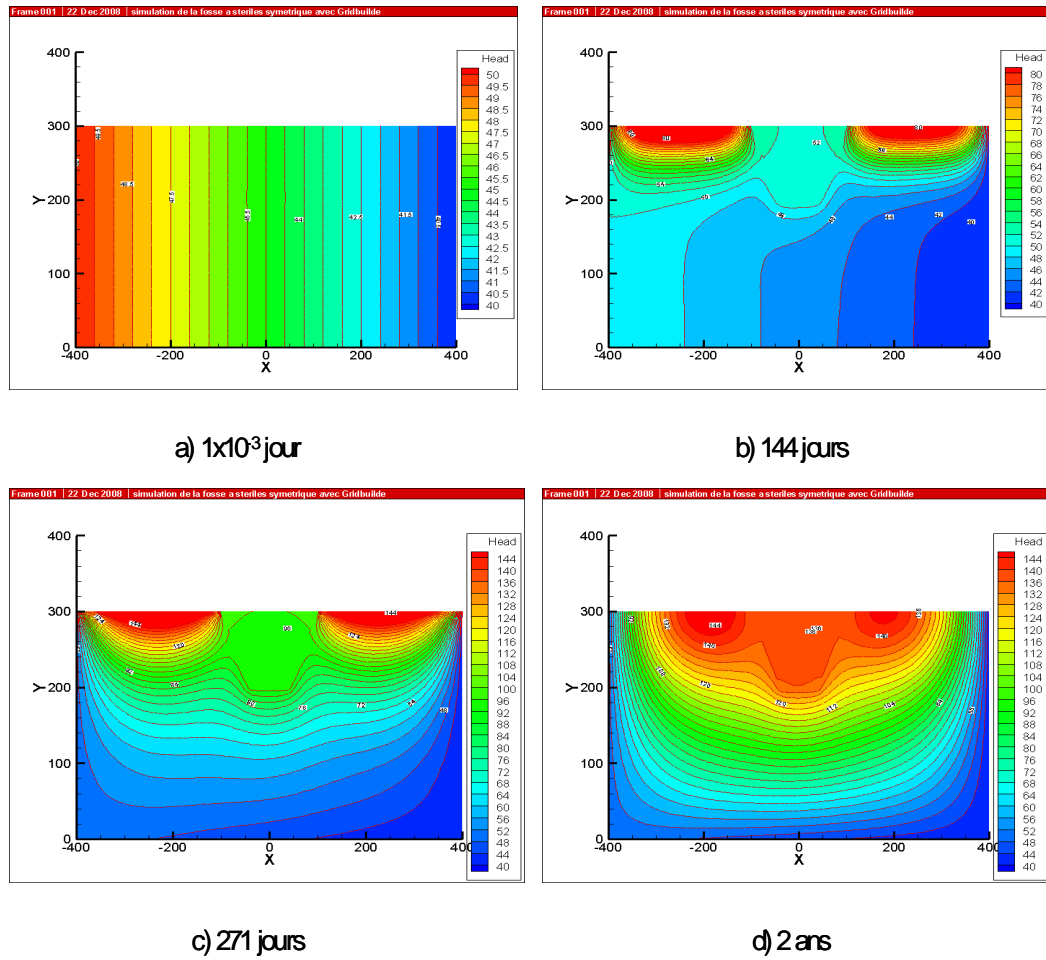


Figure 5.42 Distribution des isocontours de charge hydraulique en fonction du temps, cas 8.

Les variations de la pression et du degré de saturation en fonction de la distance et du temps le long de l'axe horizontal situé à  $y = 280$  m sont montrées sur les figures 5.43 et 5.44.



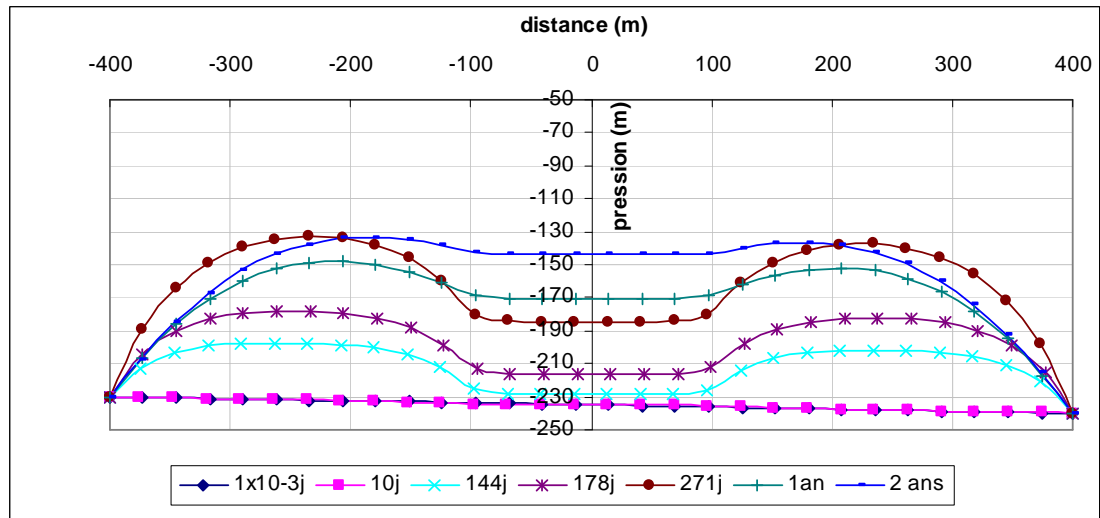


Figure 5.43 Variation de la pression le long de l'axe horizontal situé à  $y = 280$  m, cas 8.

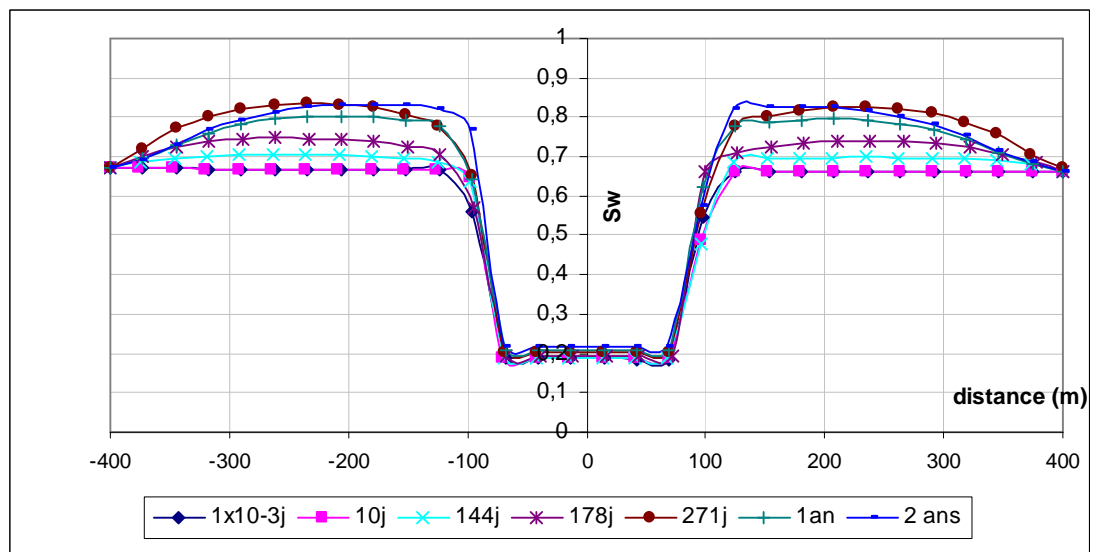


Figure 5.44 Variation du degré de saturation à  $y = 280$  m, fosse symétrique remplie de stériles miniers, cas 8.

La figure 5.43 montre que la variation initiale de la pression en fonction de la distance est linéaire. À partir du jour 144, il y a une augmentation importante de la pression en fonction du temps dans la fosse et aussi dans le massif rocheux. Après l'arrêt des précipitations (après 2 ans), il y a une diminution de la pression, surtout dans le massif rocheux. On peut s'attendre à une tendance vers l'état d'équilibre hydrostatique. La figure 5.44 montre une augmentation du degré de saturation en fonction du temps plus importante dans le massif rocheux que dans les stériles miniers. Ceci s'explique par le fait que, sous les conditions imposées, le massif rocheux se trouve à un degré de saturation plus élevé que les stériles minier qui restent proches de leur teneur en eau résiduelle. En comparaison avec les autres séries de simulations, on peut noter que les variations de la pression et du degré de saturation ici sont moins importantes. Ceci s'explique par le fait que d'une part le niveau initial de la nappe est assez profond et aussi du fait que l'infiltration a une durée plus faible, de 2 ans.

Les variations de la pression et du degré de saturation en fonction du temps au point ( $x = 0$  m,  $y = 180$  m) situé dans le massif rocheux sont montrées sur les figures 5.45 et 5.46.

La figure 5.45 montre une augmentation de la pression en fonction du temps. La pression reste toujours négative même après 2 ans. Parallèlement, et comme le montre la figure 5.46, il y a une augmentation du degré de saturation. Cette augmentation est un peu lente au début mais devient rapide après les premières précipitations jusqu'à atteindre une valeur de 94 %.

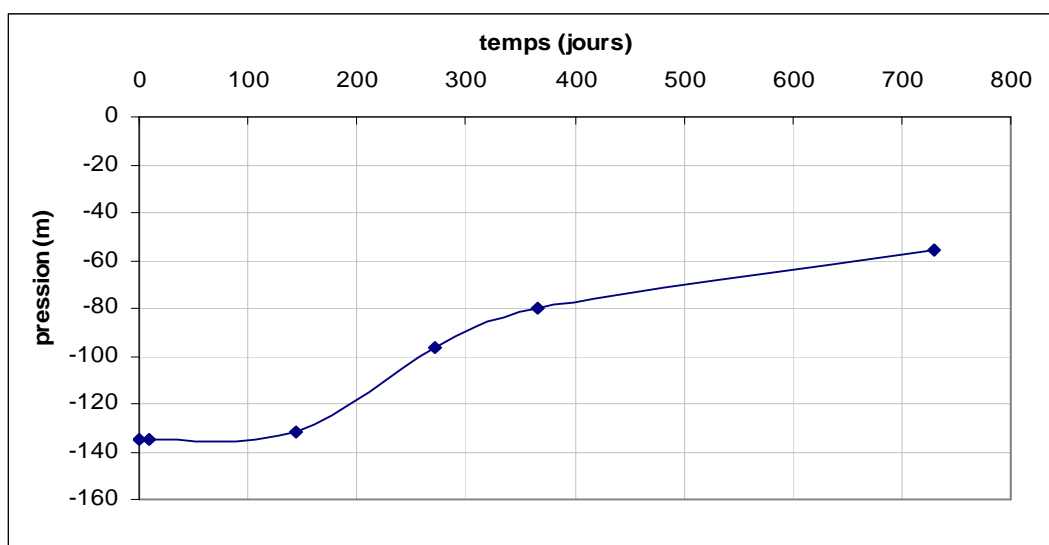


Figure 5.45 Variation de la pression au point ( $x = 0$  m,  $y = 180$  m), fosse symétrique remplie de stériles miniers, cas 8.

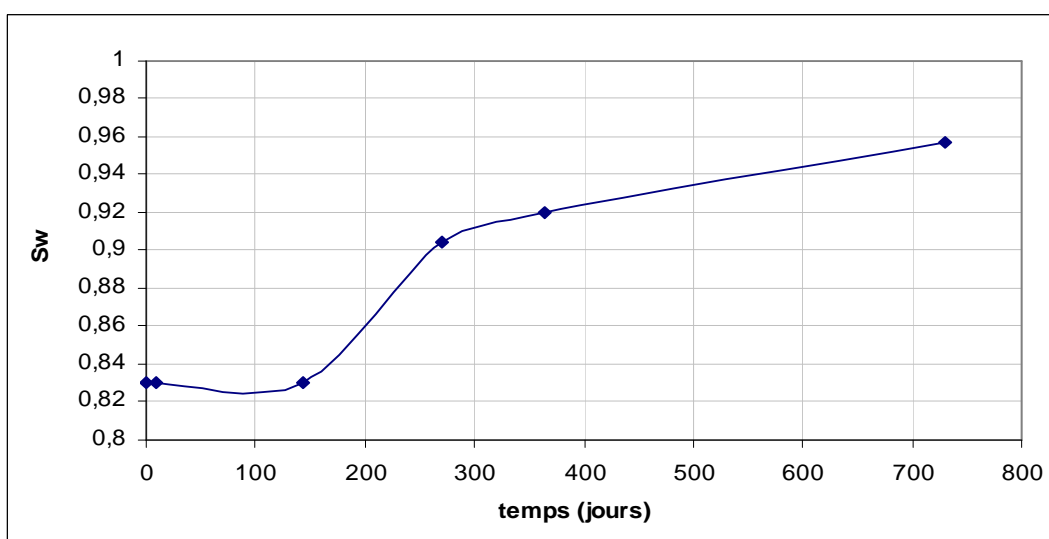


Figure 5.46 Variation du degré de saturation au point ( $x = 0$  m,  $y = 180$  m), fosse symétrique remplie de stériles miniers, cas 8.

L'évolution des isocontours de la concentration en fonction du temps est montrée sur la figure 5.47. Cette figure montre que la migration faible de contaminants devient importante à des temps plus élevés. Il y a une migration en profondeur mais aussi latérale avec un panache qui devient de plus en plus large. Vu que la nappe est initialement profonde et que le gradient régional n'est pas trop élevé, il n'y a pas une grande influence du gradient hydraulique sur le panache de contamination. Ce dernier reste un peu symétrique.

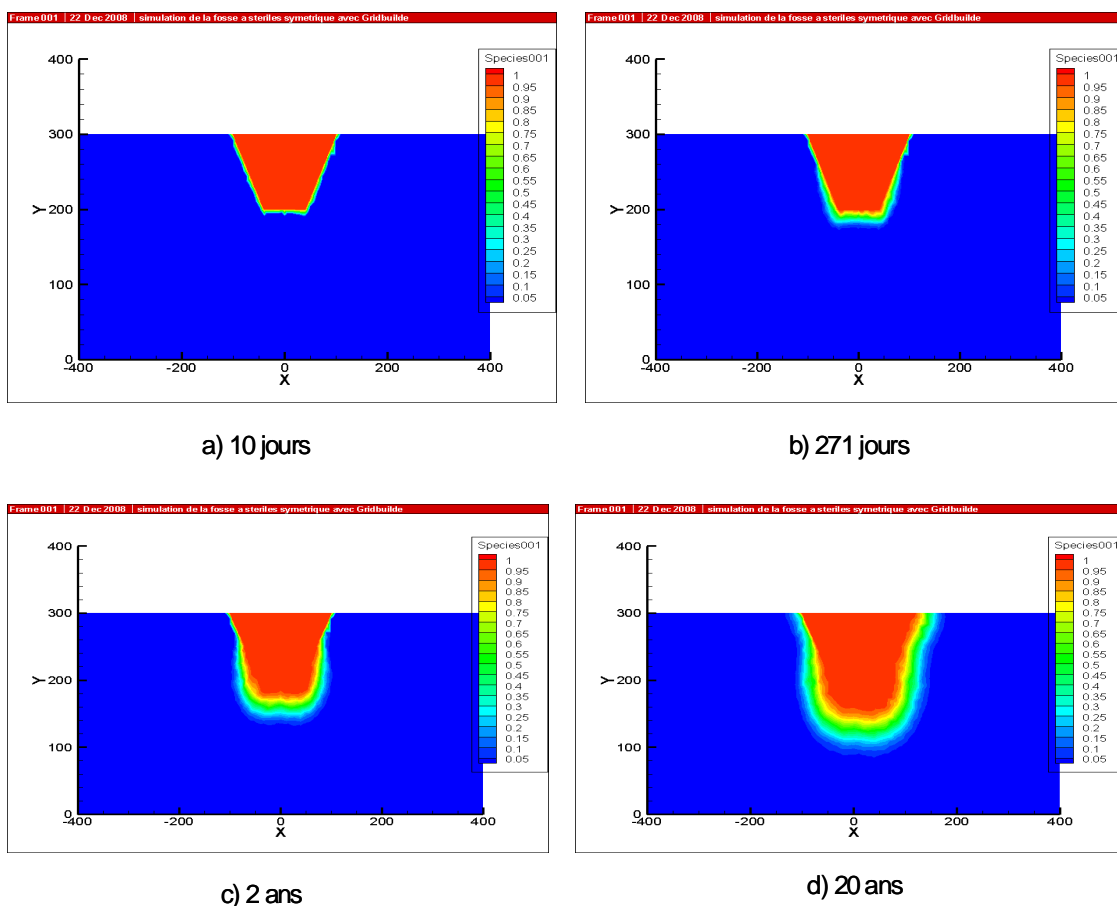


Figure 5.47 Évolution des isocontours de concentration en fonction du temps, cas 8.

#### 5.2.4.2 Cas 9 : Massif rocheux avec de fractures orthogonales

Ici un réseau de fractures orthogonales d'une ouverture de 0.3 mm est inclus dans le massif rocheux. Les mêmes conditions initiales et aux limites que celles du cas 8 ont été imposées ici. Les variations de la pression et du degré de saturation en fonction de la distance et du temps le long de l'axe horizontal situé à  $y = 280$  m sont montrés sur les figures 5.48 et 5.49. Ces figures montrent que les valeurs obtenues sont plus faibles que celles du cas 8. On enregistre ici une certaine désaturation du système, surtout dans le massif rocheux à cause de la présence des fractures orthogonales. En effet, le degré de saturation du massif est plus faible ici se situant entre 70 % et 65 %. Les stériles restent à une valeur faible autour de 20 %. Les variations restent très limitées dans le temps. La distribution obtenue des isocontours de la charge hydraulique en fonction du temps est montrée sur la figure II.4 de l'annexe II.

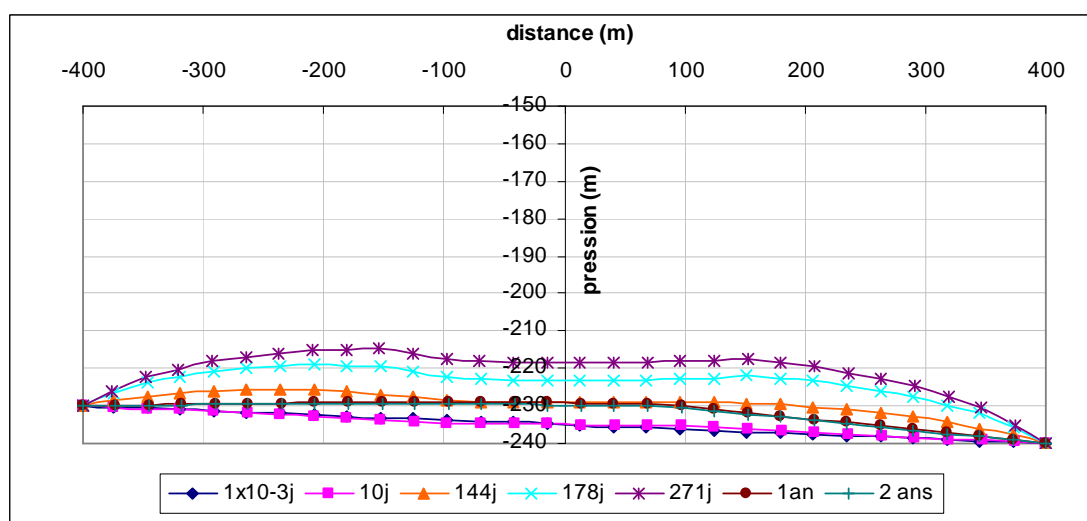


Figure 5.48 Variation de la pression le long de l'axe horizontal situé à  $y = 280$  m, cas 9.

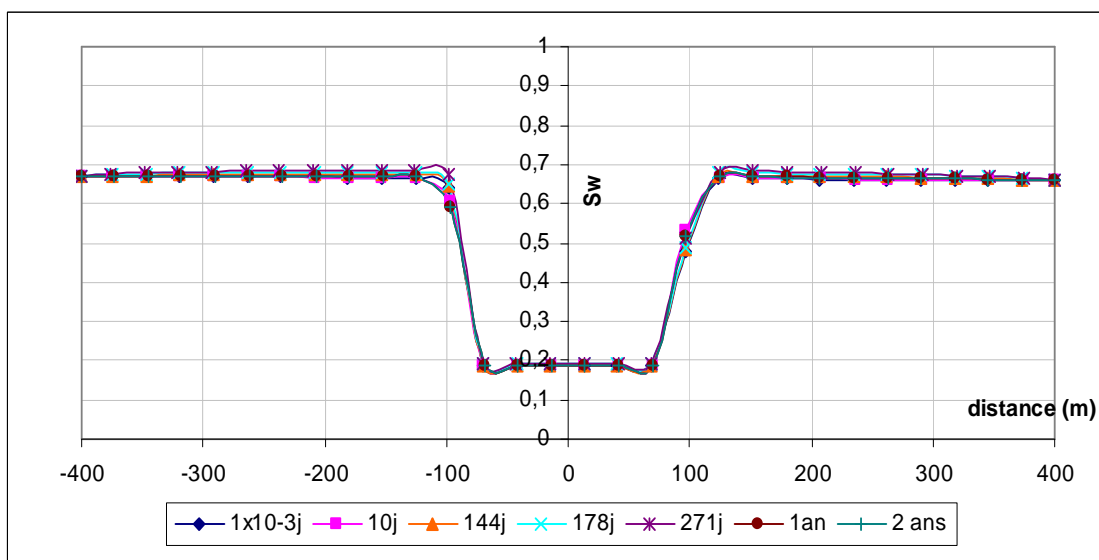


Figure 5.49 Variation du degré de saturation le long de l'axe horizontal situé à  $y = 280$ , cas 9.

L'évolution des isocontours de concentrations en fonction du temps est montrée sur la figure 5.50. Sur la figure 5.50, l'effet des fractures orthogonales est bien évident. On voit une migration significative de contaminants à travers le réseau de fractures. L'effet des fractures sur le transport de contaminants devient de plus en plus significatif avec le temps. On peut noter aussi que l'effet du gradient régional sur le panache de contaminants est plus évident ici. À cause de cet effet, les contaminants vont migrer plus à travers les fractures horizontales, ce qui peut augmenter le risque de contamination des cours d'eau à proximité de la fosse.

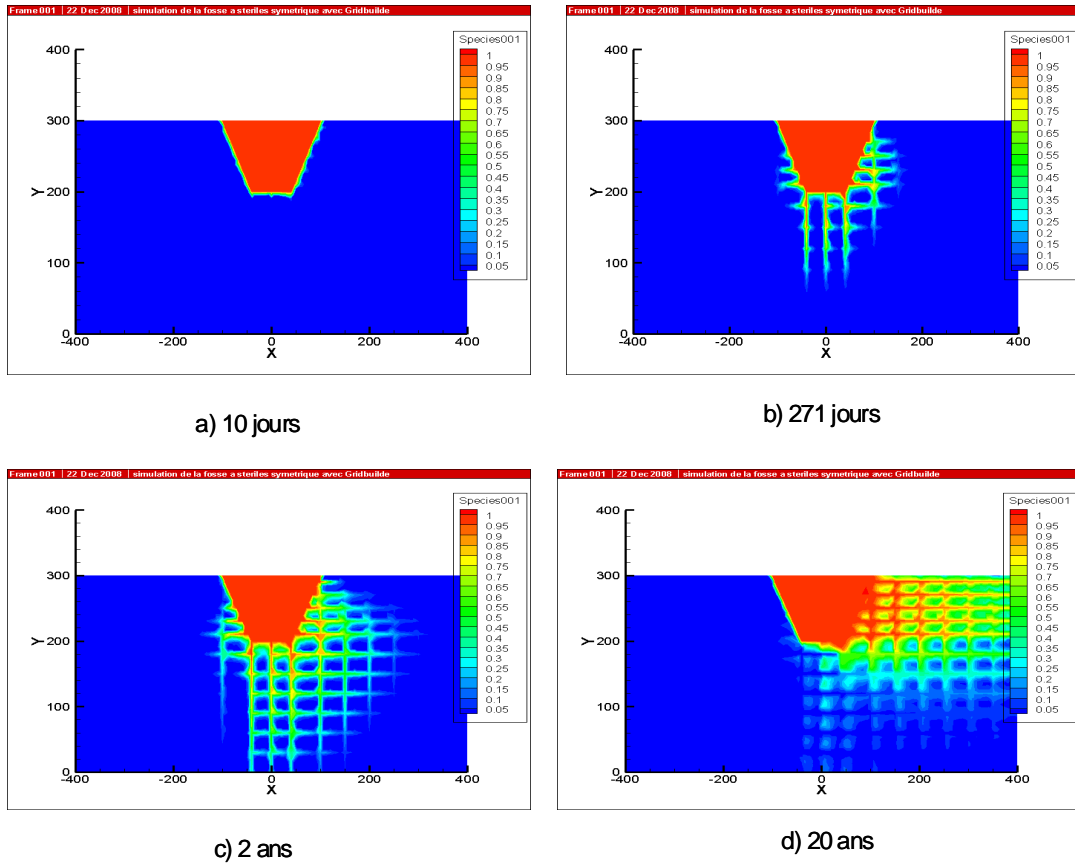


Figure 5.50 Évolution des isocontours de la concentration en fonction du temps, cas 9.

Dans la suite, les stériles miniers sont remplacés par des rejets de concentrateur. Les résultats de différents cas de simulation sont présentés et discutés.

#### **5.4 Cas d'une fosse remplie avec des rejets de concentrateur**

Ici, la fosse est remplie avec des rejets de concentrateur. Rappelons que les rejets de concentrateurs sont des matériaux ayant une conductivité hydraulique à saturation plus faible que celle des stériles miniers mais de même ordre de grandeur que celle du massif rocheux. Par contre, ils ont une porosité de 43 %, qui est plus grande que celle du roc.

##### **5.4.1 Série 5 : Pluie sur 20 ans et nappe initialement à 220 m**

Dans cette série de simulations, le niveau initial de la nappe est fixé à l'élévation 220 m. Des charges hydrauliques de 220 m et de 210 m ont été fixées respectivement aux frontières verticales gauche et droite. Une charge décroissante entre 220 m et 210 m a été imposée à la base. Un flux de précipitation de 1.5 mm a été imposé en surface pendant dix jours suivis de dix jours sans pluie sur une période de 20 ans. Pour le transport de contaminants, une concentration de  $1 \text{ kg/m}^3$  a été fixée à  $t \geq 0$  à l'intérieur de la fosse en supposant que les rejets sont la source de contamination. Deux cas sont présentés : un premier cas avec un massif rocheux homogène et un deuxième cas avec l'ajout d'un réseau de fractures orthogonales.

##### **5.4.1.1 Cas 10 : Massif rocheux homogène**

L'évolution des isocontours de la charge hydraulique en fonction du temps pour un massif non fracturé est montrée à la figure 5.51. La figure 5.51 montre que la répartition initiale des isocontours des charges hydrauliques est homogène et linéaire. En fonction du temps et sous l'effet des précipitations, il y a une augmentation des charges dans le massif rocheux et les rejets de concentrateur. On peut noter que l'augmentation de la charge hydraulique dans les rejets de concentrateur devient plus élevée que celle dans le massif. Ceci constitue une différence importante avec le cas 1 pour une fosse remplie de stériles miniers et où l'augmentation de la charge était plus grande dans le massif rocheux que dans la fosse.



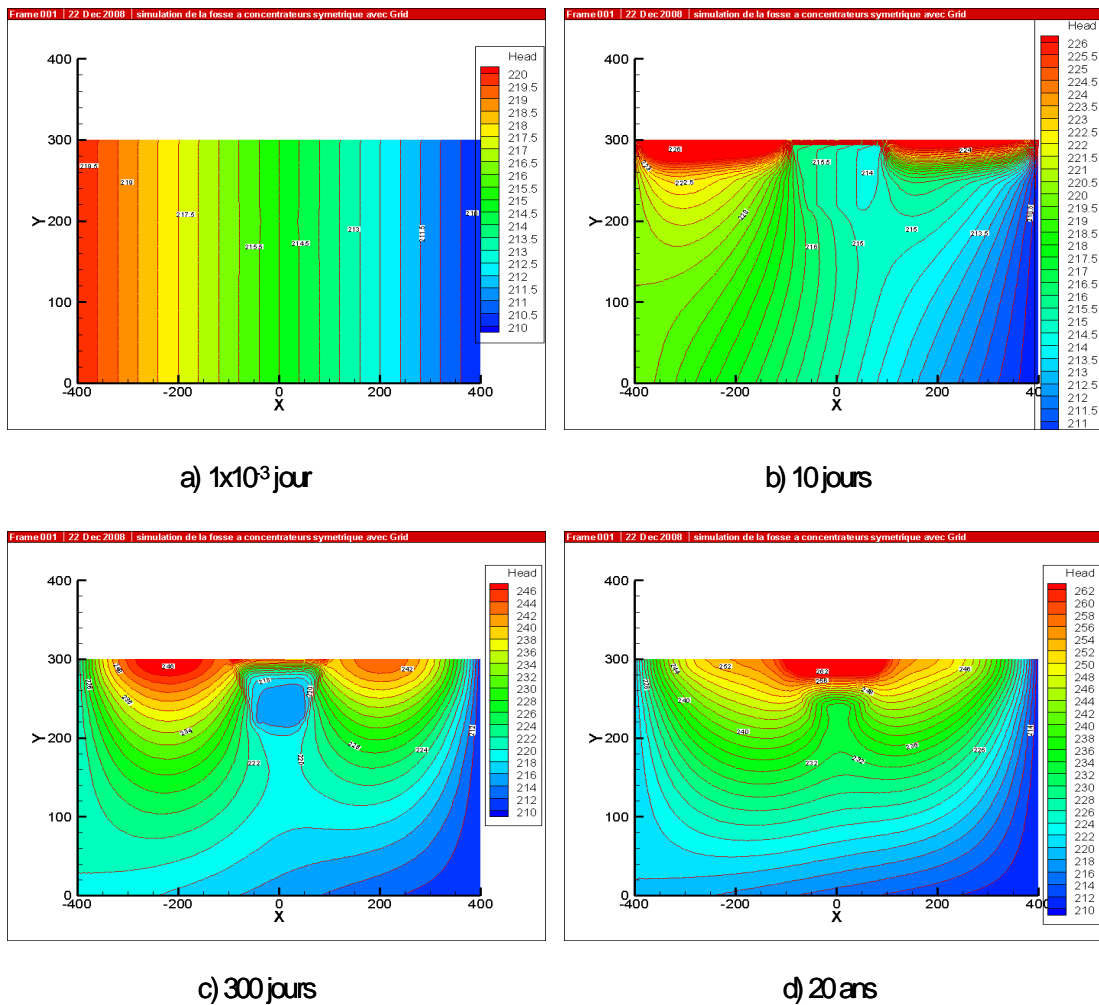


Figure 5.51 Distribution des isocontours de charge hydraulique en fonction du temps, cas 10.

Les variations de la pression et du degré de saturation en fonction du temps et de la distance le long de l'axe horizontal situé à  $y = 280$  m sont montrées sur les figures 5.52 et 5.53.

La figure 5.52 montre que la variation initiale de la pression est linéaire en fonction de la distance. Sous l'effet des précipitations, il ya une nette augmentation des pressions dans la fosse et aussi dans le massif rocheux. La pression atteint une valeur autour de 18 m dans la fosse après 20 ans. Pour un point situé à l'intérieur de la fosse le long de l'axe de symétrie et à l'élévation 280 m, la pression a augmentée de 73 % au bout de 20 ans.

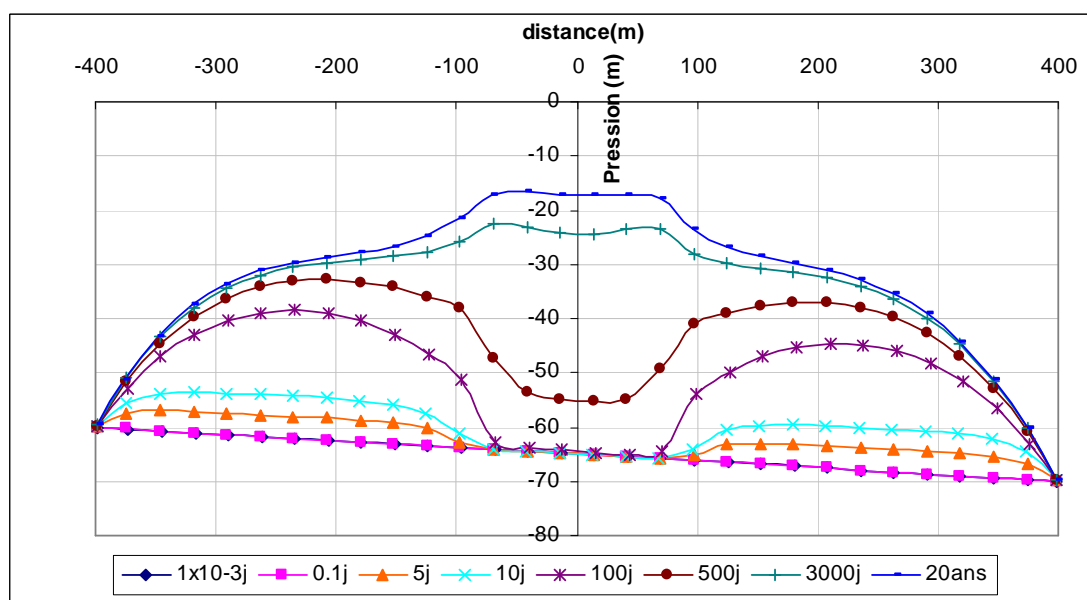


Figure 5.52 Variation de la pression le long de l'axe horizontal situé à  $y = 280$  m, cas 10.

La figure 5.53 montre une augmentation des degrés de saturation, surtout dans les rejets de concentrateur où une valeur de 57 % est atteinte après 20 ans. Les rejets atteignent des valeurs plus importantes ici que pour le cas 1 de la série 1 pour une fosse remplie de stériles. Le massif rocheux reste à une valeur proche de la saturation avec un  $S_w$  qui varie entre 93 % et 100 %.

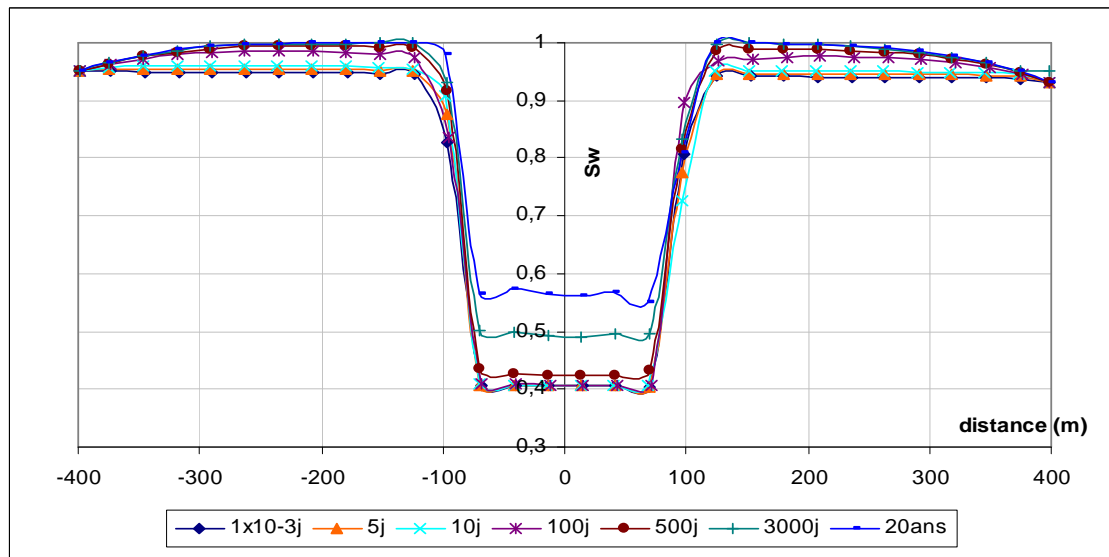


Figure 5.53 Variation du degré de saturation le long de l'axe horizontal situé à  $y = 280$  m, cas 10.

Les figures 5.54 et 5.55 montrent les variations de la pression et du degré de saturation en fonction du temps au point ( $x = 0$  m,  $y = 230$  m) situé à l'intérieur de la fosse. La figure 5.54 montre une augmentation lente de la pression, mais devient rapide par la suite. La figure 5.55 montre une même allure du degré de saturation et on atteint la saturation à ce point d'observation après 2 ans.

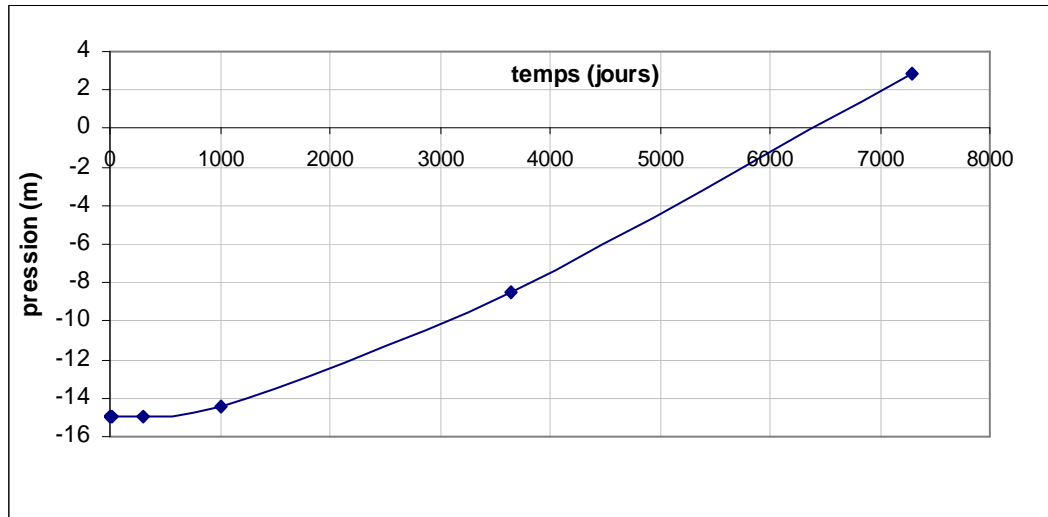


Figure 5.54 Variation de la pression en fonction du temps au point ( $x = 0\text{m}$ ,  $y = 230\text{m}$ ) à l'intérieur de la fosse, cas 10.

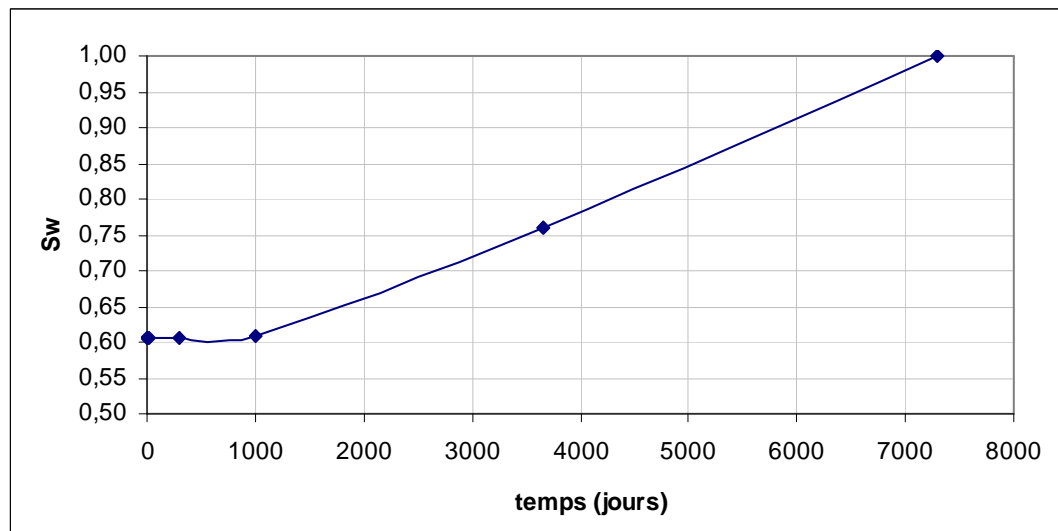


Figure 5.55 Variation du degré de saturation en fonction du temps au point ( $x = 0\text{m}$ ,  $y = 230\text{ m}$ ) à l'intérieur de la fosse, cas 10.

L'évolution des isocontours de la concentration en fonction du temps est montrée sur la figure 5.56. Cette figure montre une migration de contaminants qui commence latéralement puis en profondeur aussi. En comparaison avec le cas 1 (fosse remplie de stériles), la migration latérale de contaminants est plus importante ici mais celle en profondeur est plus faible.

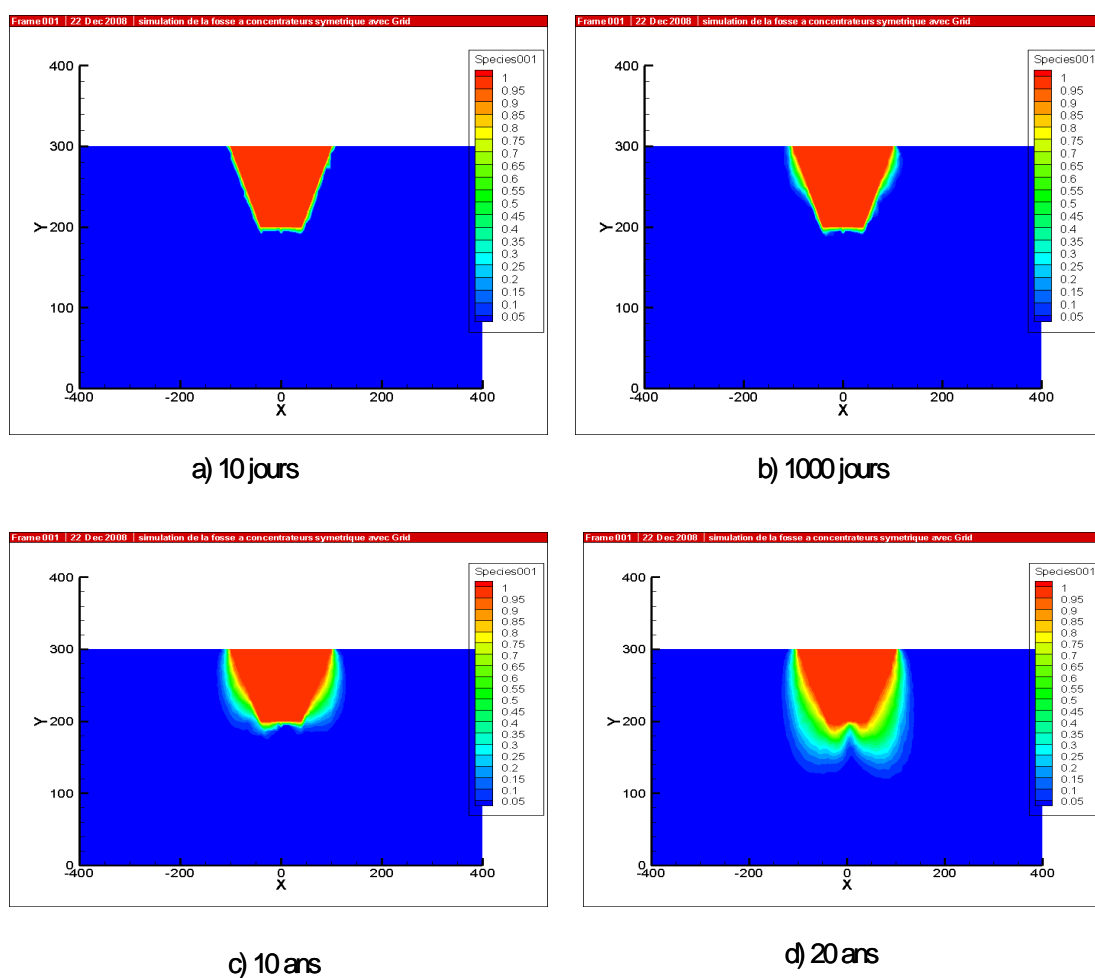


Figure 5.56 Évolution des isocontours de la concentration en fonction du temps, cas 10.

La figure 5.57 montre la variation de la concentration en fonction de la distance le long d'une ligne horizontale passant par  $y = 280$  m et au temps  $t = 2$  ans. Cette figure montre que les concentrations sont très faibles ou nulles en s'éloignant de la fosse, mais qui augmentent en s'approchant de celle-ci jusqu'à atteindre la valeur maximale de  $1 \text{ kg/m}^3$ . Le profil de la concentration est symétrique et l'effet du gradient régional n'est pas significatif sur le panache de contamination.

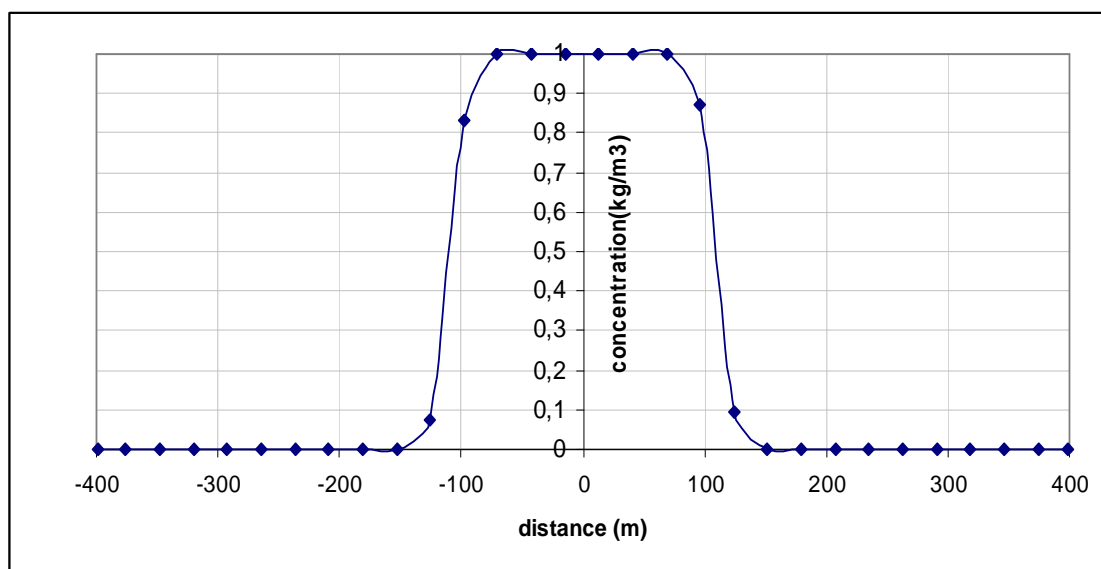


Figure 5.57 Variation de la concentration le long de l'axe horizontal situé à  $y = 280$  m et au temps  $t = 2$  ans, cas 10.

#### 5.4.1.2 Cas 11 : Massif rocheux avec fractures orthogonales

Ici, un réseau de fractures orthogonales d'une ouverture de 0.3 mm est inclus dans le massif rocheux (voir figure 5.17 pour la disposition des fractures). L'évolution des isocontours de la charge hydraulique en fonction du temps est montrée sur la figure 5.58. Cette figure montre qu'il y a une augmentation de la charge hydraulique en fonction du temps, surtout dans la fosse.

La variation est limitée dans le massif rocheux à cause de la présence des fractures orthogonales. Les isocontours deviennent plus serrés dans la fosse.

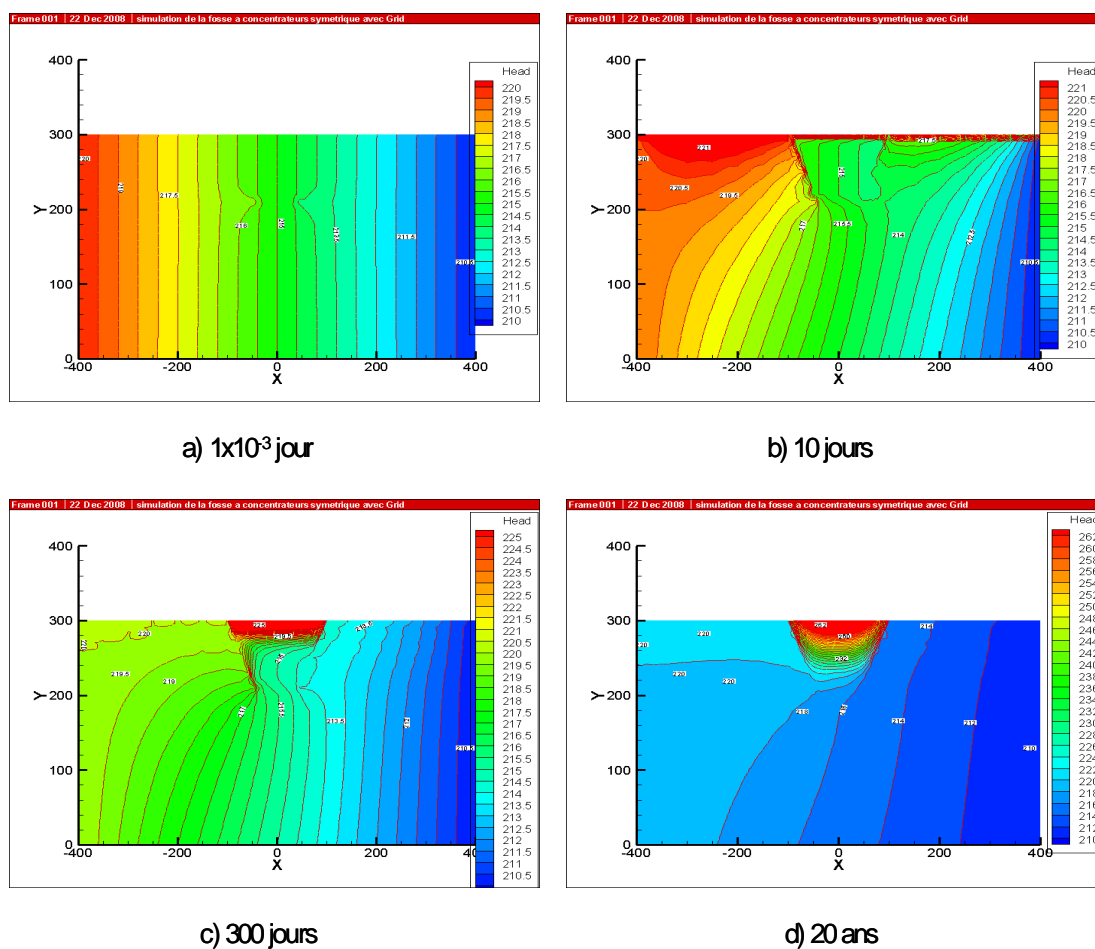


Figure 5.58 Distribution des isocontours de la charge hydraulique en fonction du temps, cas 11.

Les variations de la pression et du degré de saturation en fonction de la distance et du temps le long de l'axe horizontal situé à  $y = 280$  m sont montrées sur les figures 5.59 et 5.60.

La figure 5.59 montre que la variation initiale de la pression est linéaire en fonction de la distance puis elle augmente sous l'effet des précipitations. L'augmentation est plus significative dans les rejets de concentrateurs que dans le massif rocheux.

En comparaison avec le cas 10 (massif rocheux non fracturé), la variation de la pression dans le massif est plus faible dû à la présence des fractures orthogonales. Par rapport au cas d'une fosse remplie de stériles, les variations restent plus significatives ici.

La figure 5.60 montre une très faible variation du degré de saturation dans le massif rocheux, alors que celui des rejets de concentrateur a augmenté sous l'effet du remplissage progressif de la fosse. Seulement, cette augmentation est moins importante que pour le cas sans fractures. En comparaison avec le cas 3 (fosse remplie de stériles), les variations dans le roc ici sont beaucoup plus faibles.

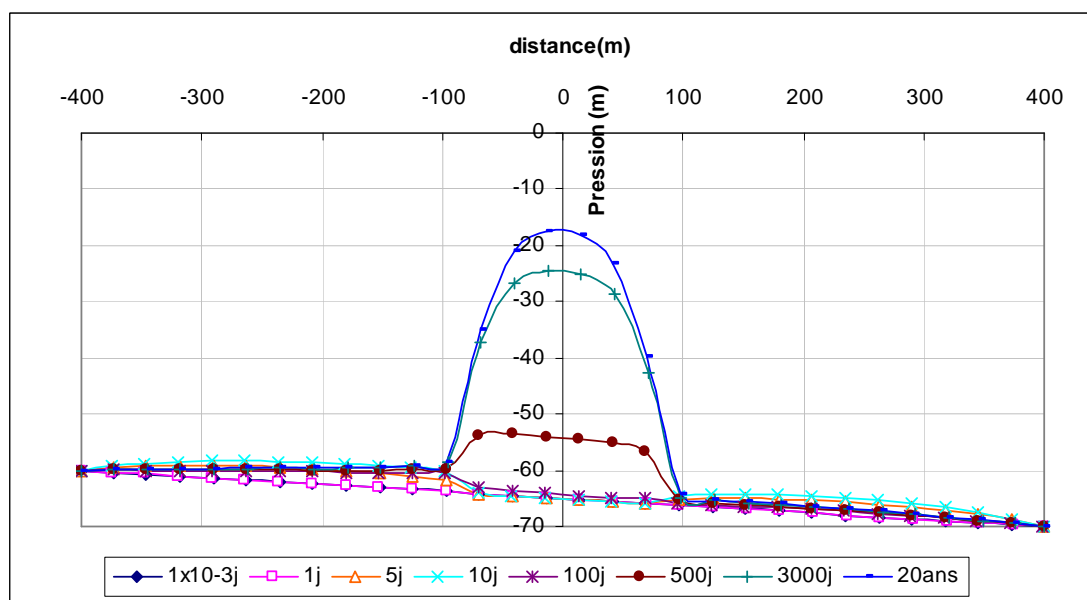


Figure 5.59 Variation de la pression le long de l'axe horizontal situé à  $y = 280$  m, cas 11.



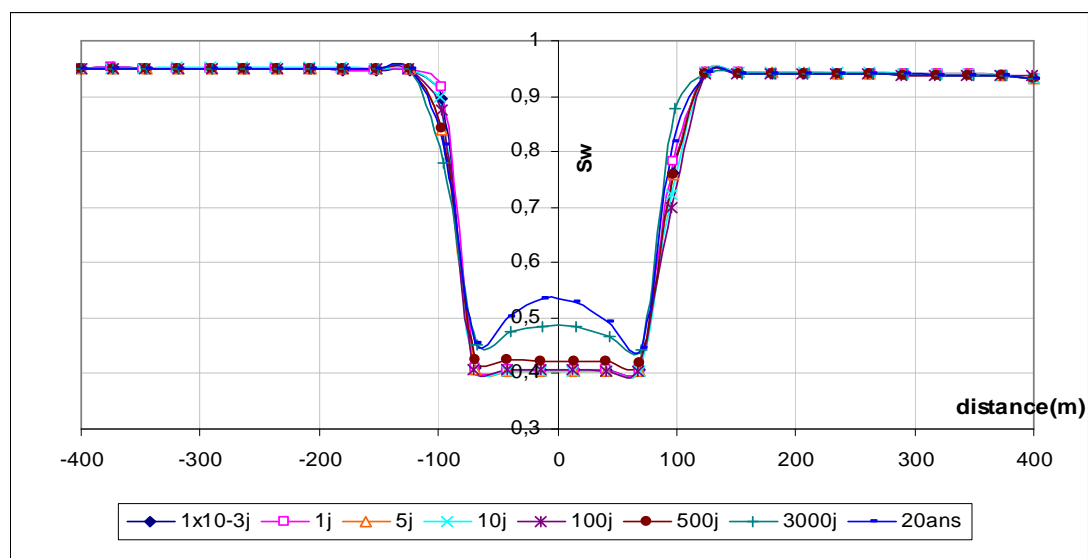


Figure 5.60 Variation du degré de saturation le long de l'axe horizontal situé à  $y = 280$  m, cas 11.

L'évolution des isocontours de la concentration en fonction du temps est montrée sur la figure 5.61. La figure 5.61 montre une migration de contaminants à travers le réseau des fractures orthogonales qui devient de plus en plus importante en fonction du temps. En comparaison avec le cas 3 (fosse remplie de stériles miniers), il y a plus de migration ici dans la partie gauche à travers les fractures. Seulement, la migration de contaminants pour une fosse remplie de stériles est plus importante et le panache de contamination est plus orienté vers la droite dans le sens du gradient régional.

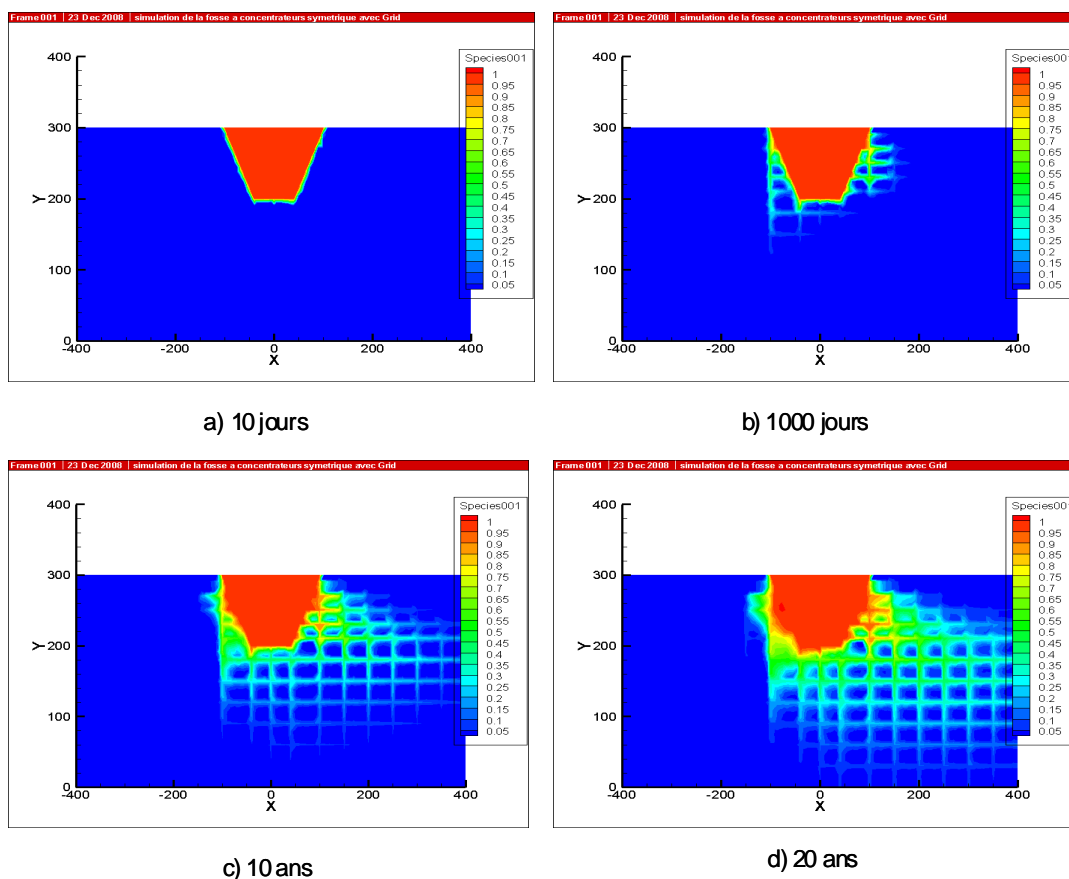


Figure 5.61 Évolution des isocontours de concentration en fonction du temps, cas 11.

Ainsi, lorsque le massif est fracturé, il y a plus de risque de contamination lorsque la fosse est remblayée avec des stériles miniers. Une comparaison des concentrations en fonction du temps en deux points ( $x = 130$  m,  $y = 220$  m) et ( $x = 145$  m,  $y = 225$  m) est montrée sur la figure 5.62. Cette figure confirme que les concentrations sont plus élevées pour le point ( $x = 145$  m,  $y = 225$  m) qui est plus proche des fractures que pour le point ( $x = 130$  m,  $y = 220$  m) situé entre les fractures.

Plus qu'on se rapproche des fractures, plus les concentrations sont plus importantes et le risque de contamination sera plus élevé

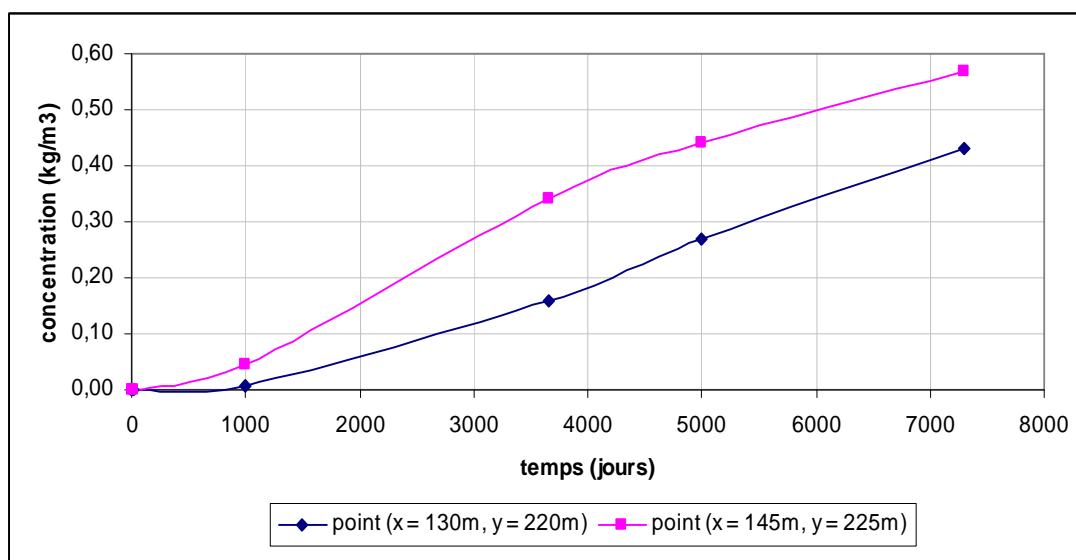


Figure 5.62 Comparaison des concentrations en deux points, cas 11.

#### 5.4.2 Série 6 : Nappe initialement à $y = 235$ m

Dans cette série de simulations, le niveau initial de la nappe est augmenté à  $y = 235$  m (au lieu de 220 m) ce qui permet d'avoir des rejets de concentrateur initialement plus humides. Des charges hydrauliques de 235 m et 215 m sont imposées aux frontières gauche et droite ce qui augmente le gradient hydraulique régional (ici égale à 0.025) par rapport à la série 5 (de 0.0125). Une charge variable entre 235 m et 215 m a été imposée à la base pour  $x$  variant entre - 400 m et + 400 m. Un flux de précipitation de 1.5 mm/jour pendant dix jours suivis de dix jours sans pluie a été imposée en surface sur une période de 20 ans.

Pour la migration des contaminants, une concentration de  $1 \text{ kg/m}^3$  a été imposée à l'intérieur de la fosse à  $t \geq 0$ . Deux cas sont présentés : un cas avec un massif rocheux homogène et un cas avec l'ajout d'un réseau de fractures orthogonales.

#### 5.4.2.1 Cas 12 : Massif rocheux homogène (non fracturé)

L'évolution des isocontours de la charge hydraulique en fonction du temps est montrée sur la figure 5.63. Cette figure montre qu'il y a une augmentation importante des charges hydrauliques en fonction du temps sous l'effet des précipitations. En comparaison avec le cas 10 (nappe initialement à 220 m), l'augmentation de la charge est plus élevée ici avec un maximum de 268 m enregistré dans la fosse après 20 ans. Vu que le gradient régional est plus élevé, son effet sur la distribution des charges devient plus significatif, avec des isocontours orientés vers la droite.

Les variations de la pression et du degré de saturation en fonction du temps et de la distance le long de l'axe horizontal situé à  $y = 280 \text{ m}$  sont montrées sur les figures V.5 et V.6 de l'annexe II.

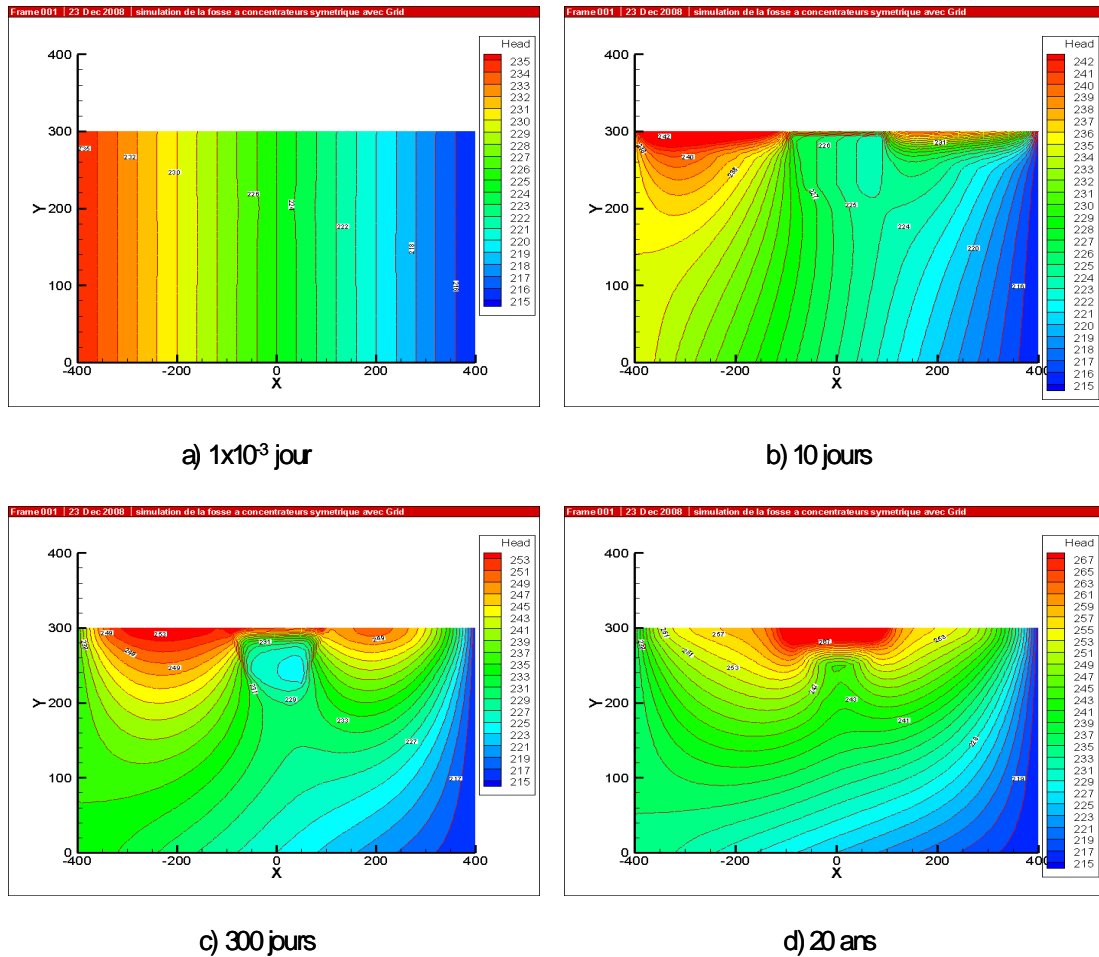


Figure 5.63 Distribution des isocontours de la charge hydraulique en fonction du temps, cas 12.

Une comparaison des pressions et du degré de saturation au point ( $x = 0$  m,  $y = 230$  m) pour les deux positions initiales de la nappe (cas 10 et cas 12) est montrée sur les figures 5.64 et 5.65. La figure 5.64 montre que les pressions sont plus élevées pour un niveau initial de la nappe plus élevé (gradient régional plus élevé).

L'écart de la pression est presque constant en fonction du temps. On peut atteindre des valeurs de 12 m de pression après 20 ans.

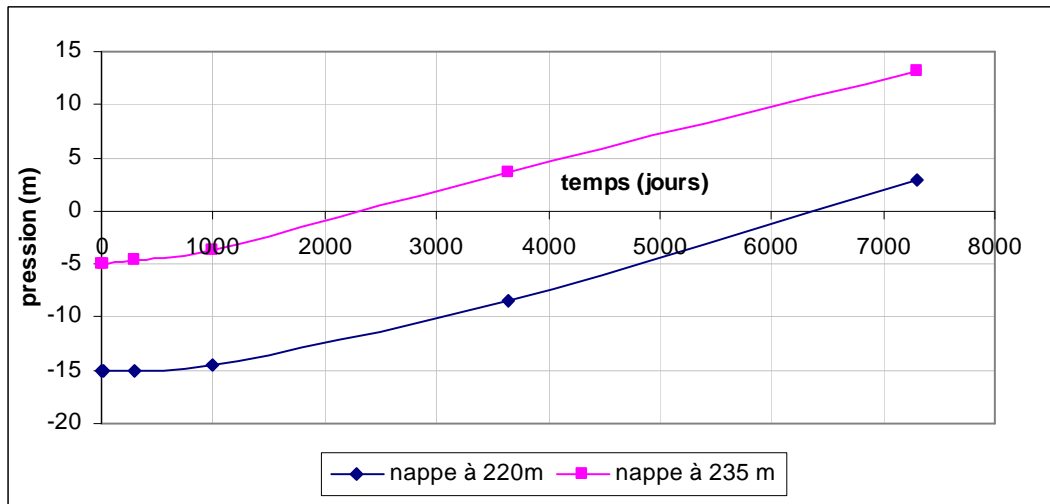


Figure 5.64 Comparaison de la pression pour deux positions initiales de la nappe, fosse remplie de rejets de concentrateur.

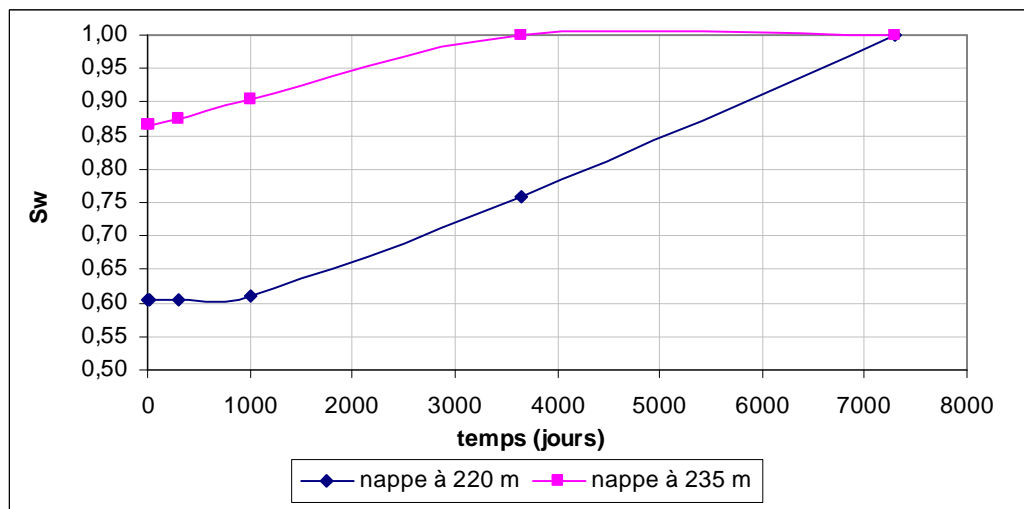


Figure 5.65 Comparaison du degré de saturation pour deux positions initiales de la nappe, fosse remplie de rejets de concentrateurs.

La figure 5.65 montre que plus la nappe est élevée, plus le degré de saturation est élevé à l'intérieur de la fosse et plus on atteint rapidement 100 % de saturation. En effet, pour un niveau initial de la nappe à 235 m, la saturation maximale est atteinte après 10 ans.

L'évolution des isocontours de la concentration en fonction du temps est montrée sur la figure 5.66.

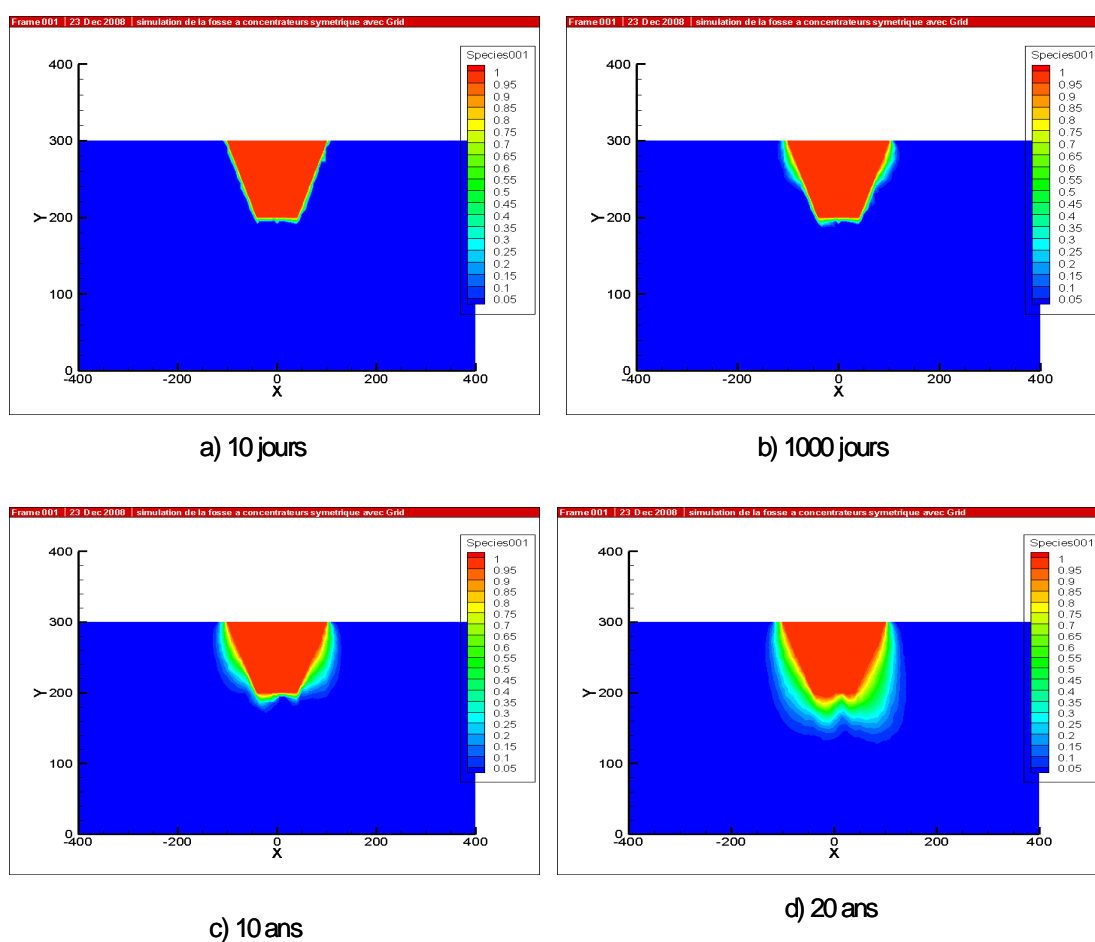


Figure 5.66 Évolution des isocontours de la concentration en fonction du temps, cas 12.

La figure 5.66 montre un front de contamination plus orienté vers la droite dans le sens du gradient régional, par rapport au cas 10. Ainsi, plus le gradient régional est élevé, plus le panache sera orienté vers la droite, ce qui fait augmenter la migration latérale des contaminants.

#### 5.4.2.2 Cas 13 : Massif rocheux avec fractures orthogonales

Ici, un réseau de fractures orthogonales d'une ouverture de 0.3 mm est inclus dans le massif rocheux. Les mêmes conditions initiales et aux limites que celles du cas 12 ont été imposées ici. L'évolution des isocontours de la charge hydraulique en fonction du temps est montrée sur la figure 5.67. Cette figure met en évidence l'effet des fractures sur la distribution des charges hydrauliques. En effet, les variations de la charge restent très faibles dans le massif rocheux à cause d'un écoulement principal à travers les fractures. En fonction du temps et sous l'effet des précipitations, il y a une augmentation de la charge dans la fosse, mais cette augmentation est moins significative par rapport au cas 12. Dans ce cas ci, le maximum de la charge atteint est de 263 m après 20 ans à l'intérieur de la fosse.

Les variations de la pression et du degré de saturation en fonction de la distance et du temps le long de l'axe horizontal situé à  $y = 280$  m sont montrées sur les figures V.6 et V.7 de l'annexe II.



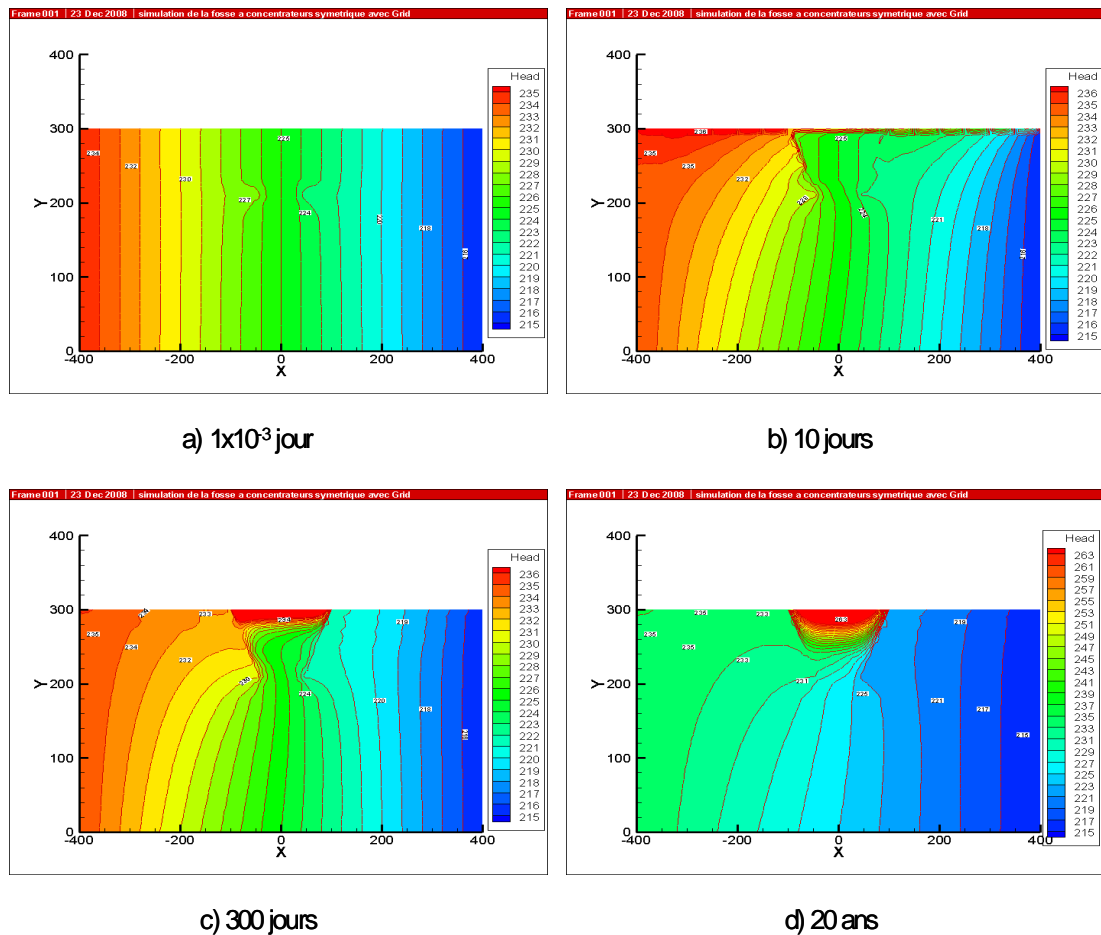


Figure 5.67 Distribution des isocontours de la charge hydraulique en fonction du temps, cas 13.

L'évolution des isocontours de la concentration en fonction du temps est montrée sur la figure 5.68. Cette figure montre une migration importante de contaminants à travers le réseau de fractures orthogonales. Cette migration est plus importante par rapport au cas 12 (pour un gradient de 0.0125) mais reste moins significative que si la fosse est remplie de stériles miniers.

Donc, pour un gradient deux fois plus élevé, la migration pour une fosse remplie de rejets reste plus faible que celle pour une fosse remblayée avec des stériles.

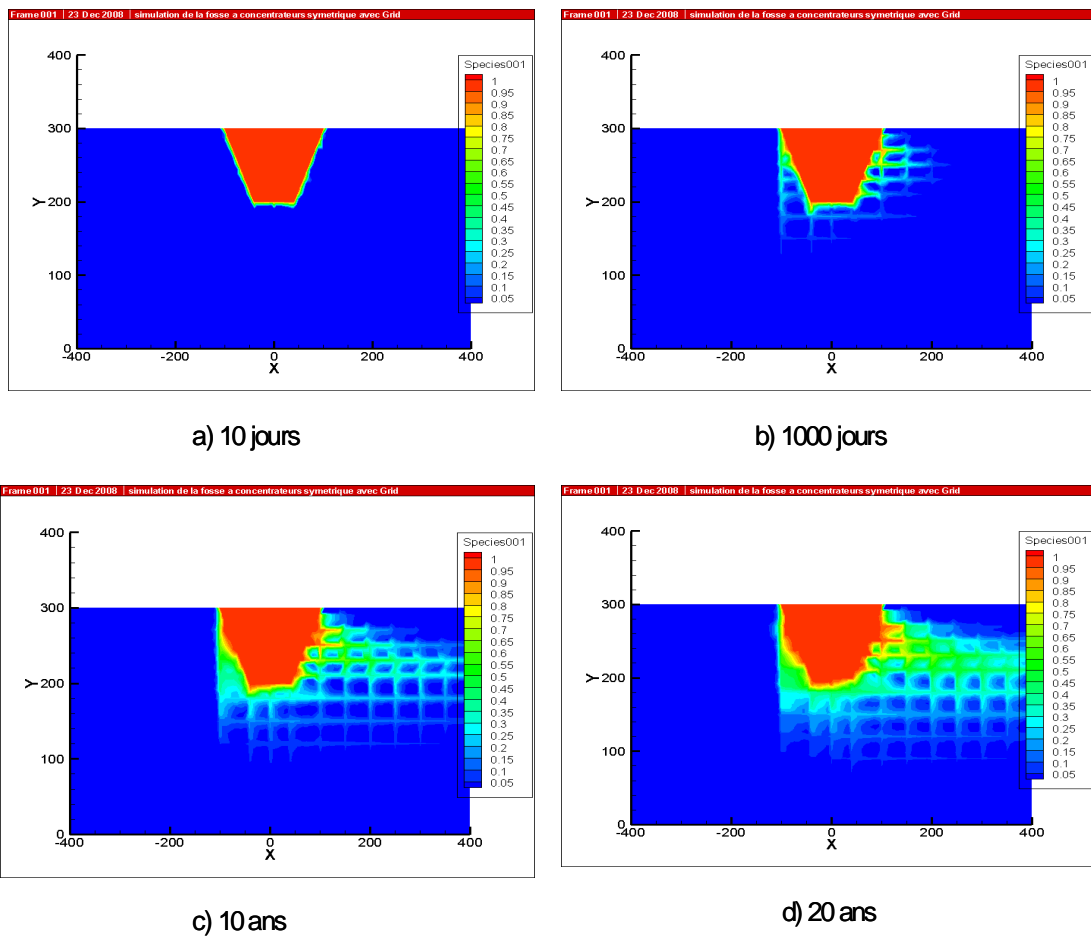


Figure 5.68 Évolution des isocontours de la concentration en fonction du temps, cas 13.

#### 5.4.3 Série 7 : Pluie variable sur l'année

Dans cette série de simulations, des conditions d'écoulement désaturé sont appliquées. Le niveau initial de la nappe a été fixé à une élévation de 50 m (250 m de la surface).

Des charges hydrauliques de 50 m et 40 m ont été imposées aux frontières gauche et droite. Une charge variable entre 50 m et 40 m a été appliquée à la base pour  $x$  variant entre - 400 m et + 400 m. Un flux de précipitation variable sur l'année a été imposé en surface en considérant la répartition saisonnière des infiltrations de la station Latulipe (située au nord du Québec). Pour chaque mois de l'année, un jour de pluie suivi de deux jours sans pluie en alternance sur une période de deux ans a été imposé (voir figure 4.42 du chapitre 4). Pour le transport de contaminants, une concentration égale à  $1 \text{ kg/m}^3$  a été imposée à l'intérieur de la fosse à  $t \geq 0$ . Elle est égale à zéro ailleurs. Deux cas sont présentés, un premier cas avec un massif rocheux homogène et un deuxième cas avec un réseau de fractures orthogonales.

##### 5.4.3.1 Cas 14 : Massif rocheux homogène (non fracturé)

L'évolution des isocontours de la charge hydraulique en fonction du temps est montrée sur la figure 5.69. Cette figure montre que la répartition initiale des isocontours de la charge hydraulique est linéaire avec des valeurs décroissantes entre 50 m et 40 m. Sous l'effet des précipitations, il y a une augmentation significative de la charge hydraulique en fonction du temps dans le massif rocheux et dans la fosse. Après 2 ans, une valeur maximale de la charge de 195 m est enregistrée dans la fosse près de sa surface. En comparaison avec le cas 8 de la série 4 pour une fosse remplie de stériles miniers, on peut remarquer que l'augmentation de la charge hydraulique est plus importante ici.

Les variations de la pression et du degré de saturation en fonction de la distance et du temps le long de l'axe horizontal situé à  $y = 280$  m sont montrées sur les figures 5.70 et 5.71.

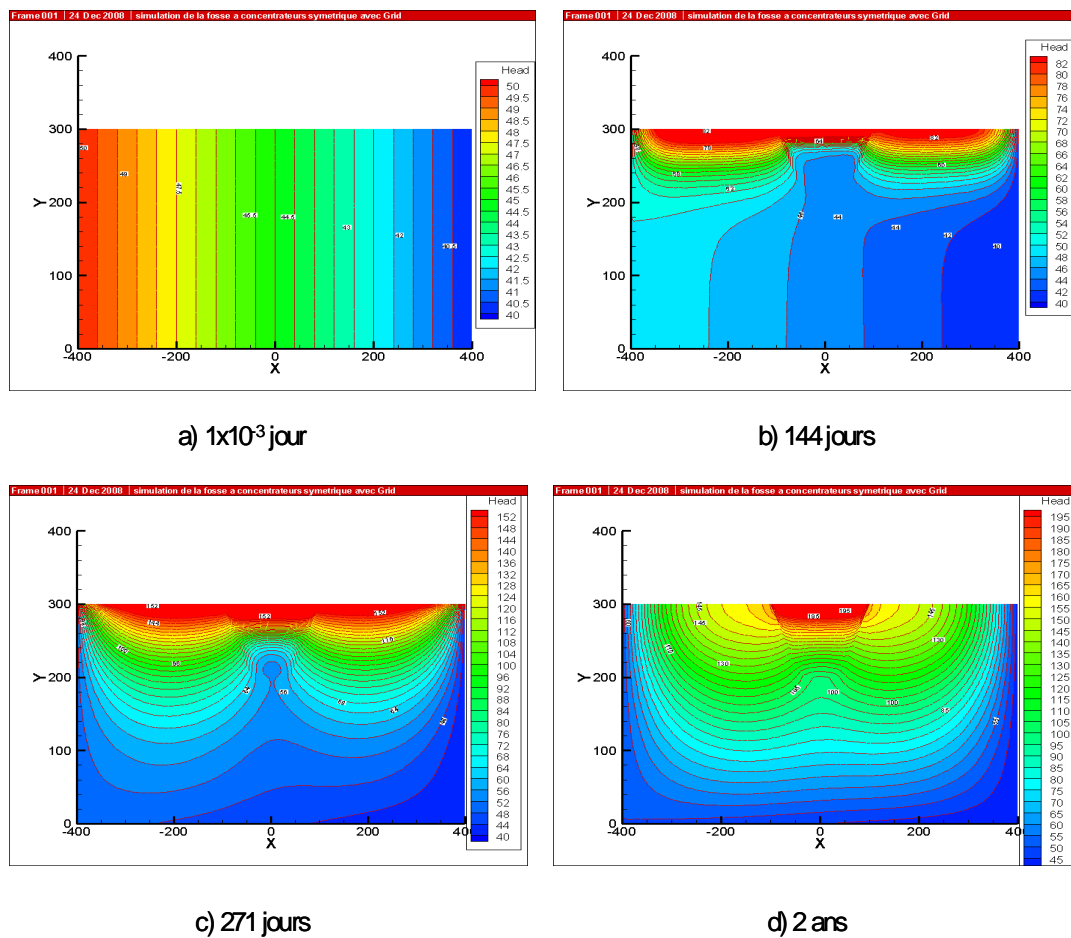


Figure 5.69 Distribution des isocontours de la charge hydraulique en fonction du temps, cas 16.

La figure 5.70 montre que la variation initiale de la pression en fonction de la distance est linéaire. Sous l'effet de l'infiltration, les pressions augmentent en fonction du temps dans le massif rocheux et dans la fosse. Il y a une augmentation plus importante dans les

rejets de concentrateurs que dans le roc, contrairement au cas 8 où l'augmentation de la pression était plus importante dans le massif que dans les stériles.

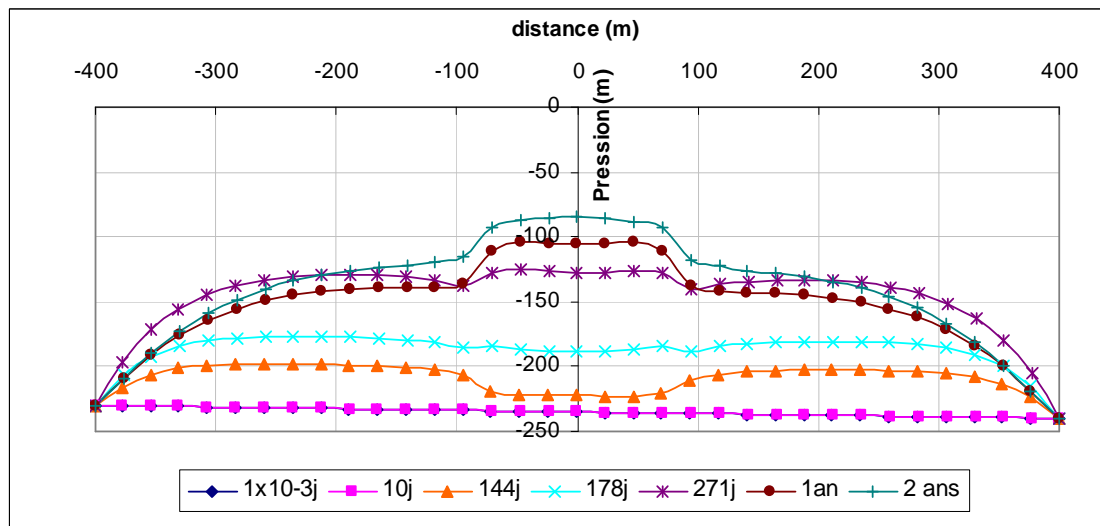


Figure 5.70 Variation de la pression le long de l'axe horizontal situé à  $y = 280$  m, cas 16.

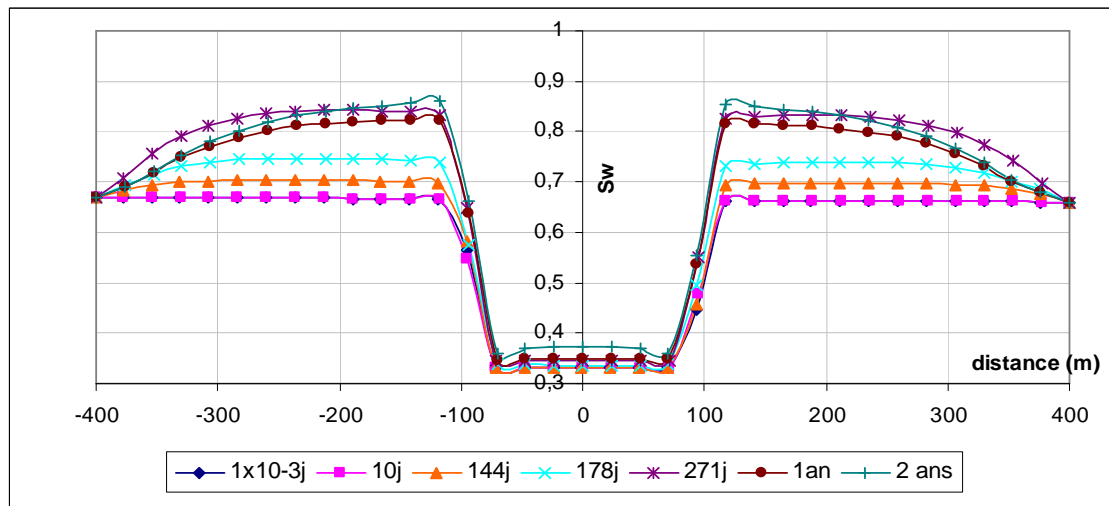


Figure 5.71 Variation du degré de saturation le long de l'axe horizontal situé à  $y = 280$  m, cas 16.

La figure 5.71 montre qu'il y a une augmentation du degré de saturation dans les rejets de concentrateurs et dans le massif rocheux. Les valeurs varient entre 66 % et 86 % dans le massif rocheux, alors que le degré de saturation varie entre 32 % et 38 % dans les rejets de concentrateurs.

L'évolution des isocontours de la concentration en fonction du temps est montrée sur la figure 5.72.

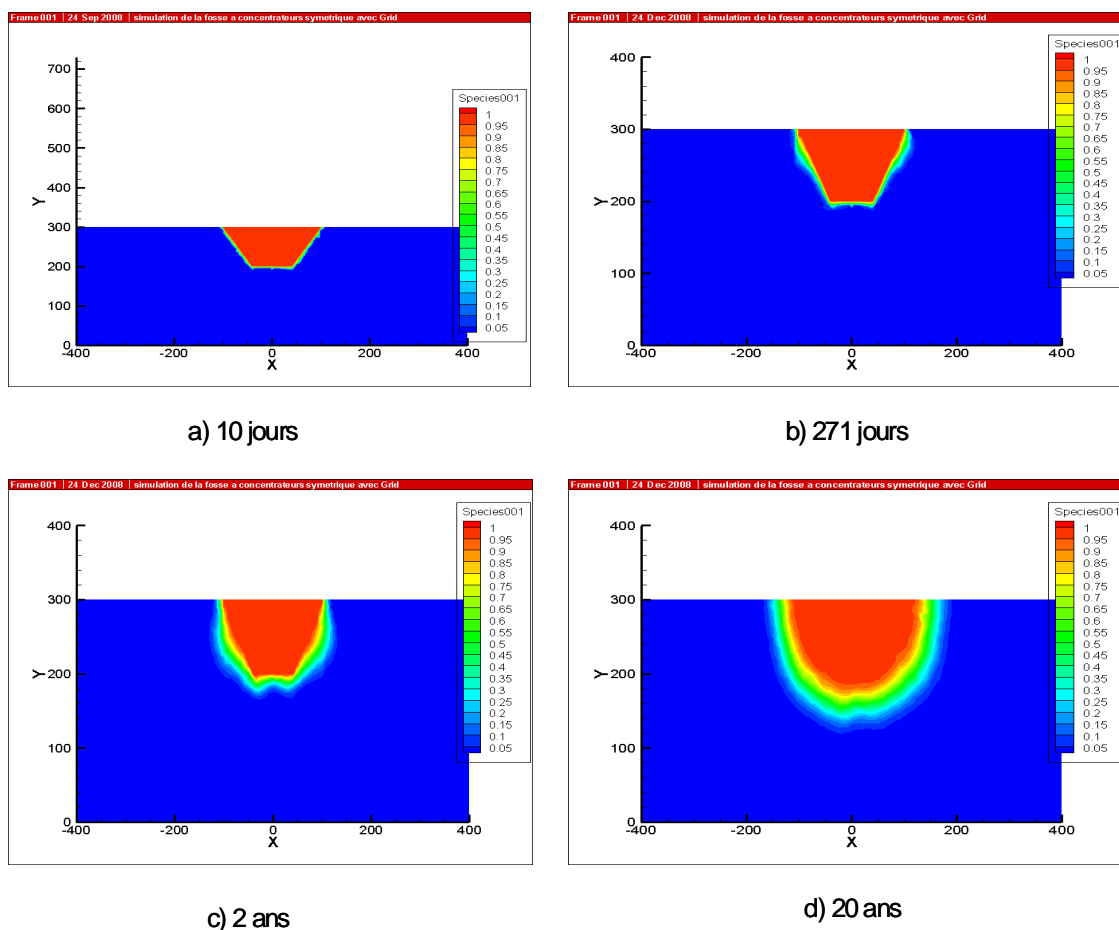


Figure 5.72 Évolution des isocontours de la concentration en fonction du temps, cas 16.

La figure 5.72 montre une migration faible de contaminants avant le début des précipitations. À partir de 271 jours, la migration devient plus importante latéralement et en profondeur. En comparaison avec les séries 5 et 6, la migration de contaminants est moins significative ici parce que le niveau initial de la nappe est profond et aussi du fait que les précipitations prennent fin après 2 ans. En comparaison avec une fosse remplie de stériles miniers, on peut remarquer que le panache de contamination est plus large ici, mais il y a moins de migration en profondeur.

#### 5.4.3.2 Cas 15 : Massif rocheux avec fractures orthogonales

Ici, un réseau de fractures orthogonales d'une ouverture de 0.3 mm est inclus dans le massif rocheux. Les mêmes conditions initiales et aux limites que celles du cas 14 ont été imposées ici. L'évolution obtenue des isocontours de la charge hydraulique en fonction du temps est montrée sur la figure 5.73. Cette figure montre que sous l'effet des fractures orthogonales, la variation de la charge hydraulique devient de plus en plus limitée dans le massif rocheux à cause d'un écoulement préférentiel dans les fractures. De ce fait, l'augmentation de la charge est prise par les rejets de concentrateurs et on peut noter une concentration des isocontours de la charge hydraulique à l'intérieur de la fosse.

En comparaison avec le cas 9 d'une fosse remplie avec des stériles miniers (voir figure II.4 de l'annexe II), la distribution des charges est un peu différente ici. En effet, pour une fosse remplie de stériles, l'augmentation de la charge demeure faible dans la fosse aussi. Alors que pour ce cas ci, la charge continue à augmenter dans les rejets même en présence des fractures orthogonales.

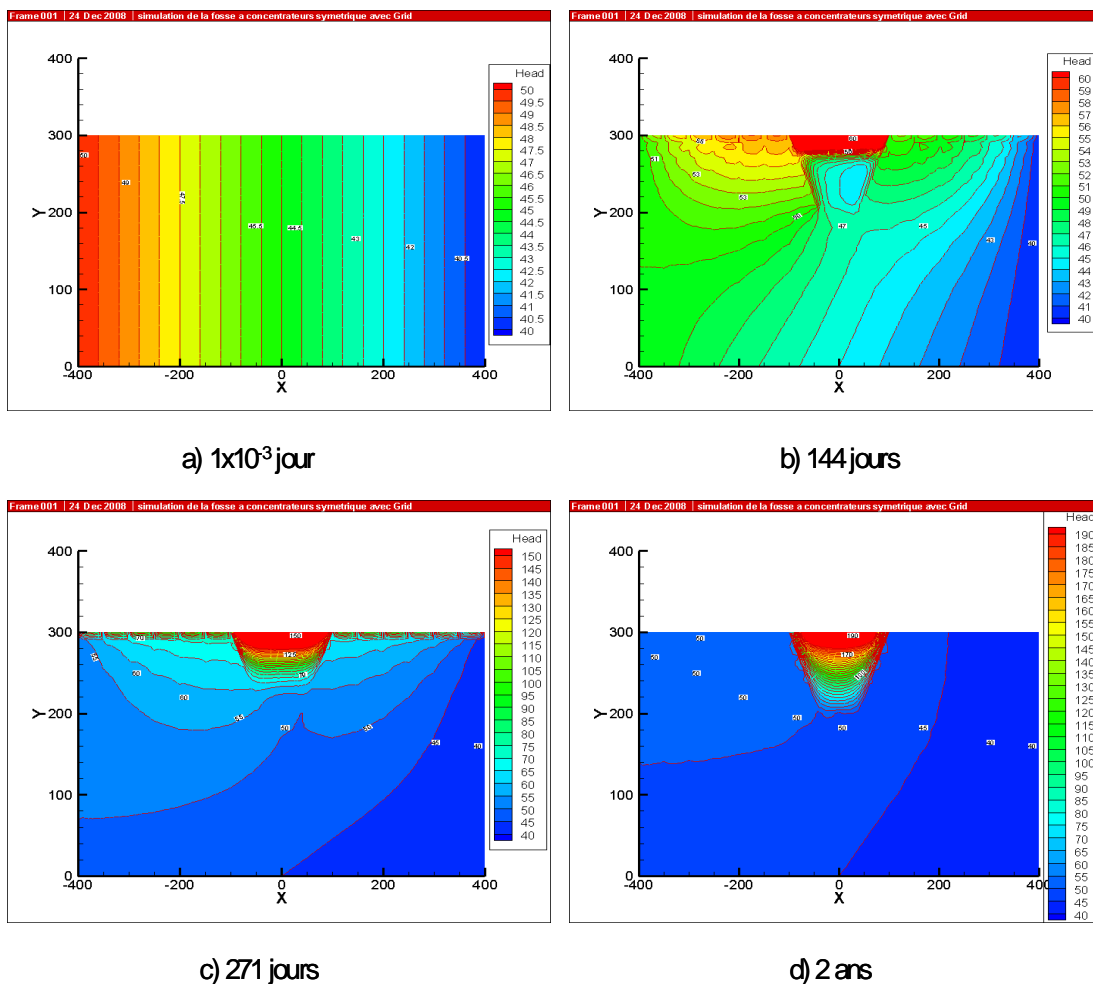


Figure 5.73 Évolution des isocontours de la charge hydraulique en fonction du temps, cas 15.

Les variations de la pression et du degré de saturation en fonction de la distance et du temps le long de l'axe horizontal situé à  $y = 280$  m sont montrées sur les figures V.9 et V.10 de l'annexe II.



La figure 5.74 montre l'évolution des isocontours de la concentration en fonction du temps. On peut voir l'effet significatif des fractures orthogonales sur le transport de contaminants. Ces derniers commencent à utiliser les fractures verticales pour migrer en profondeur, ensuite à travers tout le réseau. Toutefois, la migration reste faible. En comparaison avec le cas 9 d'une fosse remplie de stériles miniers (figure 5.50), la migration de contaminants est moins importante ici, surtout en profondeur.

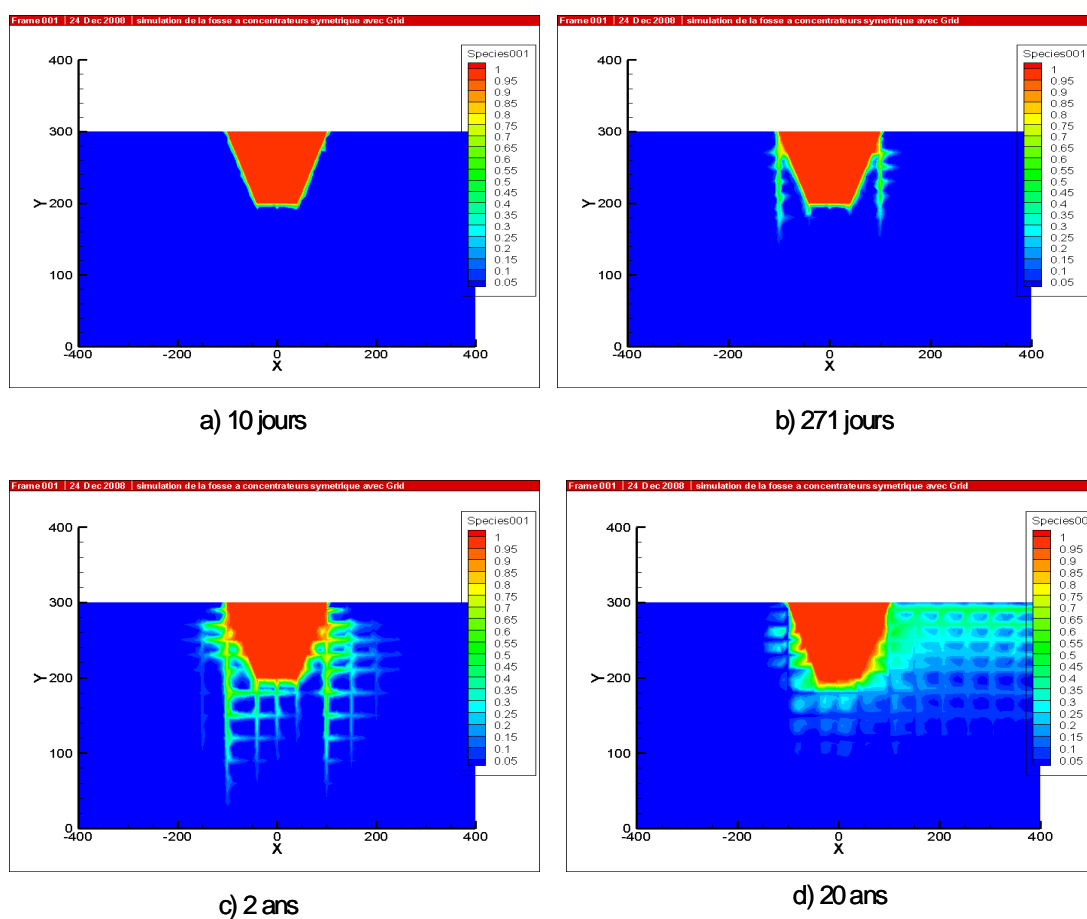


Figure 5.74 Évolution des isocontours de la concentration en fonction du temps, cas 17.

#### 5.4.4 Étude paramétrique complémentaire

Dans cette section, les résultats d'une étude paramétrique complémentaire sont présentés. Ces résultats portent sur l'étude de l'influence du coefficient de diffusion libre  $D^0$  sur le transport de contaminants autour de la fosse remplie de rejets de concentrateurs. L'effet de l'augmentation de l'ouverture des fractures a été aussi étudié. Pour cette étude paramétrique, un flux de précipitation de 1.5 mm/jour a été imposé en surface pendant 10 jours suivis de dix jours sans pluie en alternance sur une période de 20 ans. Le niveau initial de la nappe a été fixé à l'élévation 220 m. Des charges hydrauliques de 220 m et 210 m ont été fixées aux frontières gauche et droite. Une charge décroissante entre 220 m et 210 m a été imposée à la base pour  $x$  variant entre - 400 m et + 400 m. Le massif rocheux est homogène (non fracturé).

##### 5.4.4.1 Étude de l'effet du coefficient de diffusion libre

Pour toutes les simulations réalisées auparavant, un coefficient de diffusion libre  $D^0$  de  $2.34 \times 10^{-10} \text{ m}^2/\text{s}$  a été considéré pour le transport de contaminants (de la série 1 à la série 7). Pour évaluer l'importance du transport de contaminants par diffusion moléculaire par rapport à l'advection, deux cas ont été simulés en considérant deux autres valeurs pour le coefficient de diffusion libre : une valeur très faible, de  $2.34 \times 10^{-30} \text{ m}^2/\text{s}$  et une valeur très élevée, de  $2.34 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{s}$ .

Les résultats obtenus (non montrés ici) pour la variation de la pression et du degré de saturation en fonction de la distance et du temps le long de l'axe horizontale situé à  $y = 280 \text{ m}$  sont les mêmes pour les trois valeurs du coefficient de diffusion libre. Par contre, l'effet est plus significatif au niveau du transport de contaminants. Pour un  $D^0$  très faible, l'évolution des isocontours de la concentration en fonction du temps est la même que celle pour une valeur de  $2.34 \times 10^{-10} \text{ m}^2/\text{s}$  (cas 10 de la série 5, voir figure 5.56).

Par contre, pour une valeur plus élevée, l'évolution des isocontours de la concentration montrée sur la figure 5.75 est différente. Cette figure montre une migration de contaminants qui est beaucoup plus importante en profondeur et latéralement que le cas avec un  $D^0$  de  $2.34 \times 10^{-10} \text{ m}^2/\text{s}$ .

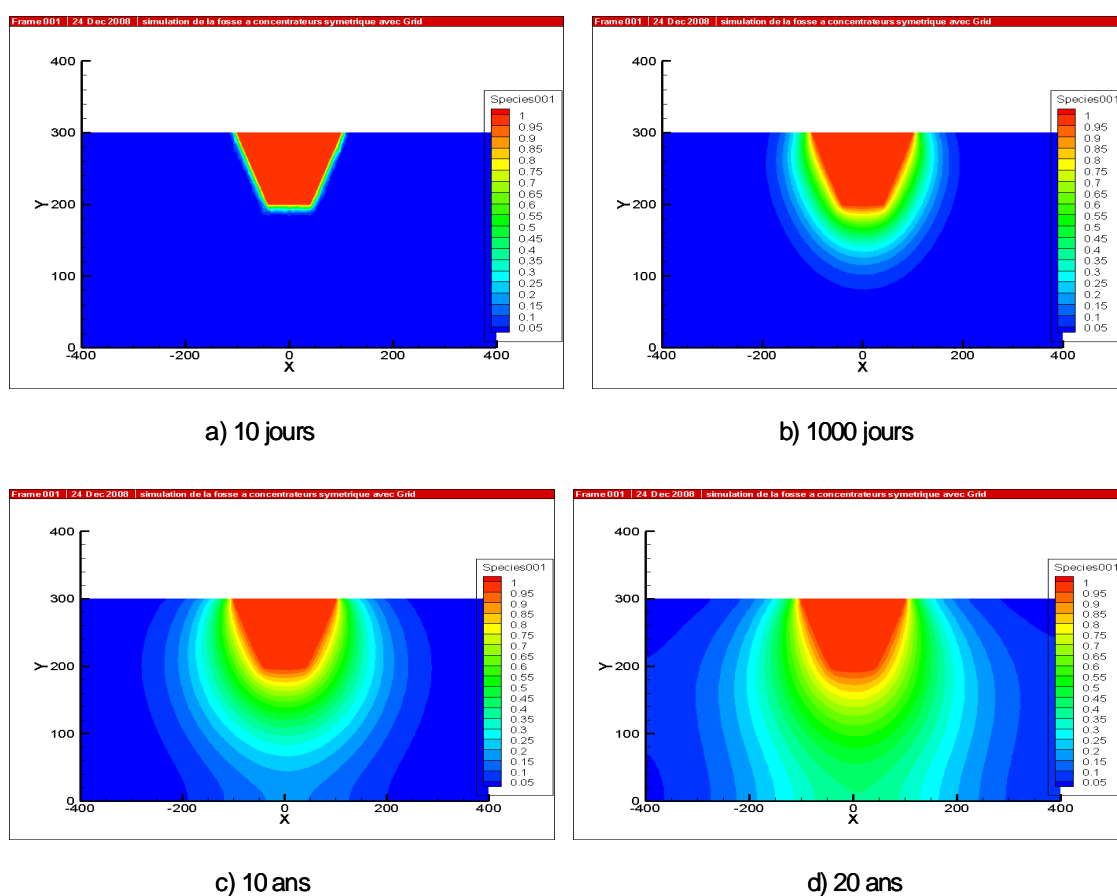


Figure 5.75 Évolution des isocontours de la concentration en fonction du temps, fosse symétrique remplie avec des rejets de concentrateur, cas d'un  $D^0$  élevé, massif homogène.

On peut noter que le panache de contamination est plus étendu et plus large. Ici, les contaminants peuvent atteindre des profondeurs et des distances plus grandes par rapport à la source de contamination et peuvent donc migrer à des vitesses plus élevées. Ceci permet de conclure qu'un coefficient de diffusion libre plus élevé augmente les concentrations de contaminants et leur vitesse de migration, ce qui peut augmenter le risque de contamination des eaux de surface et de la nappe d'eau souterraine.

Un autre cas a été simulé avec cette valeur élevée du coefficient de diffusion libre en ajoutant un réseau de fractures orthogonales au massif rocheux. Les résultats obtenus, pour les mêmes conditions initiales et aux limites que précédemment, des isocontours des concentrations en fonction du temps sont montrés sur la figure 5.76. Cette figure montre une migration de contaminants plus significative que le cas précédent. Le panache de contamination devient de plus en plus large et plus orienté vers la droite dans le sens du gradient régional. Toutefois, l'allure des isocontours des concentrations est très différente par rapport au cas 11 de la série 5. On ne voit pas ici la migration préférentielle de contaminants à travers le réseau des fractures. Ainsi, considérer un coefficient  $D^0$  très élevé ne permet pas de distinguer la migration différentielle dans les fractures.

Le choix du coefficient de diffusion libre demeure très important pour éviter une sous-estimation ou surestimation de la migration de contaminants et de l'étendue du panache de contamination.

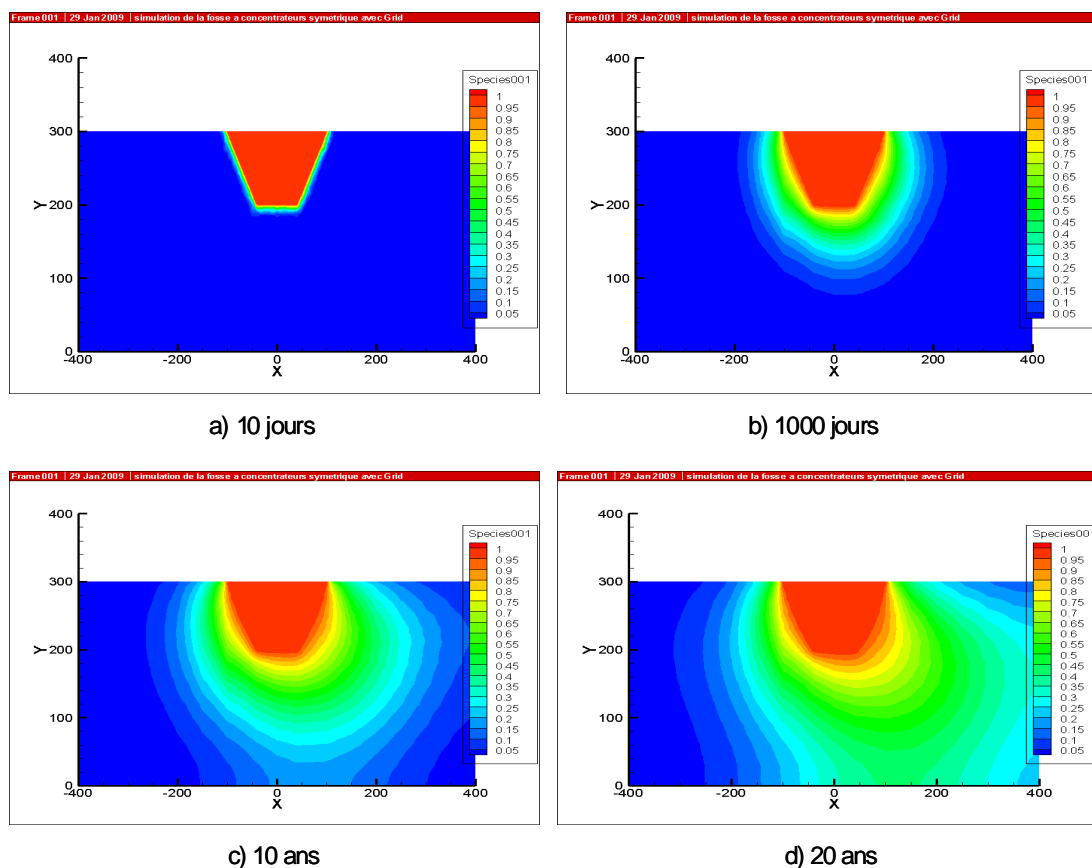


Figure 5.76 Évolution des isocontours de la concentration en fonction du temps, fosse symétrique remplie avec des rejets de concentrateur, cas d'un  $D^0$  élevé, massif fracturé.

#### 5.4.4.2 Effet de l'augmentation de l'ouverture des fractures

Le but de cette simulation est d'évaluer l'effet de l'augmentation de l'ouverture des fractures orthogonales (et donc du  $K_{\text{sat}}$ ) sur l'écoulement et le transport de contaminants autour de la fosse remplie de rejets de concentrateur. Pour cela, une ouverture de 0.9 mm a été considérée (ce qui correspond à un  $K_{\text{sat}}$  de 0.66 m/s).

Pour cette étude paramétrique, un flux de précipitation de 1.5 mm/jour a été imposé en surface pendant 10 jours suivis de dix jours sans pluie en alternance sur une période de 20 ans. Le niveau initial de la nappe a été fixé à l'élévation 220 m. Des charges hydrauliques de 220 m et 210 m ont été fixées aux frontières gauche et droite. Une charge décroissante entre 220 m et 210 m a été imposée à la base pour  $x$  variant entre - 400 m et + 400 m.

L'évolution des isocontours de la charge hydraulique en fonction du temps est montrée sur la figure 5.77. Cette figure montre que l'effet des fractures est plus significatif par rapport au cas avec une ouverture plus faible de 0.3 mm (cas 11, voir figure 5.58). Il y a une concentration des isocontours des charges autour des fractures verticales. Sous l'effet des précipitations, il y a une augmentation des charges hydrauliques en fonction du temps. Cette augmentation est prise par la fosse vu que la variation de la charge dans le massif est très faible à cause d'un écoulement important à travers le réseau des fractures. On peut aussi noter que les isocontours des charges deviennent de plus en plus serrés dans la fosse. Le maximum de charge obtenu ici dans la fosse près de la surface est plus élevé que celui du cas 11 avec une ouverture des fractures de 0.3 mm.

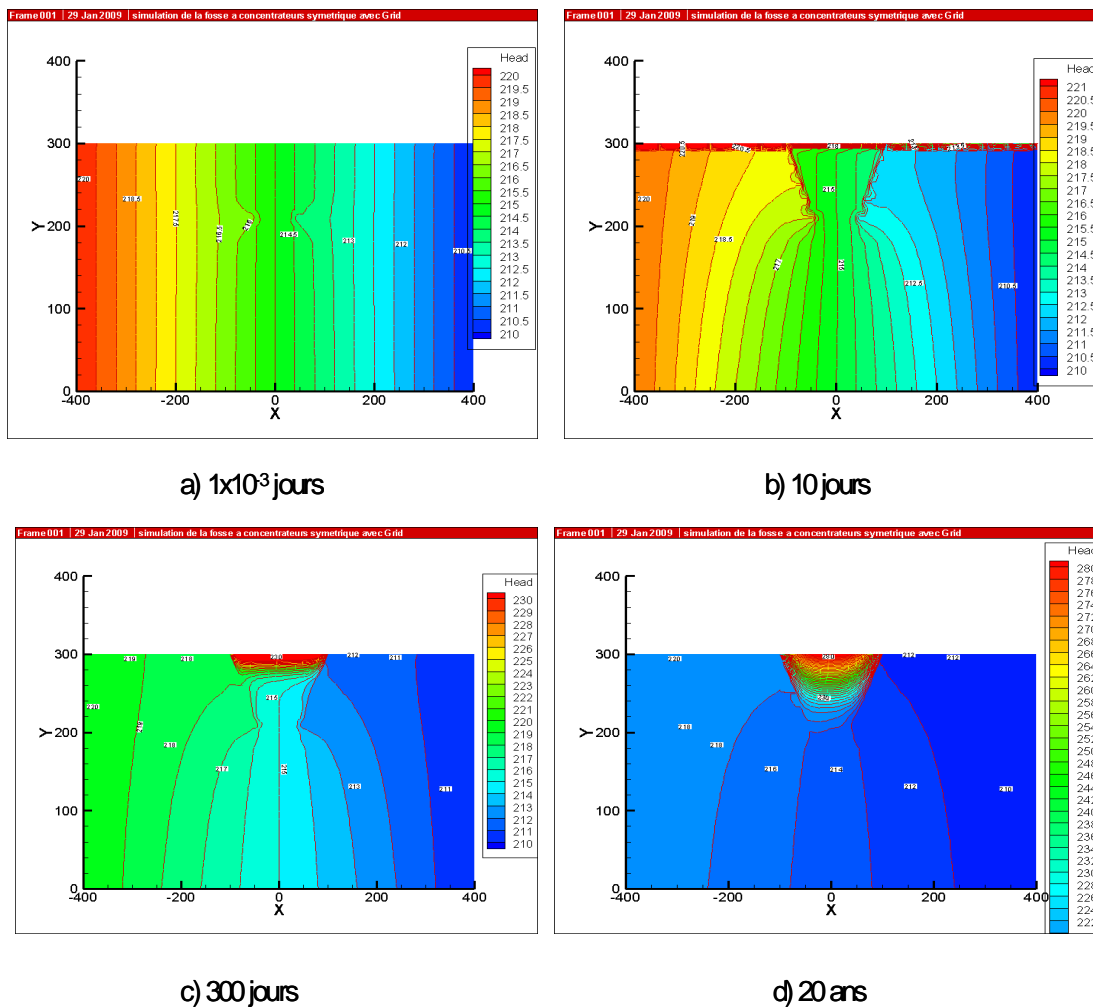


Figure 5.77 Évolution des isocontours de la charge hydraulique en fonction du temps, fosse remplie avec des rejets de concentrateurs, cas avec une ouverture de 0.9 mm.

L'évolution des isocontours des concentrations en fonction du temps est montrée sur la figure 5.78. Les résultats obtenus sont un peu différents de ceux du cas 11 (voir figure 5.61).

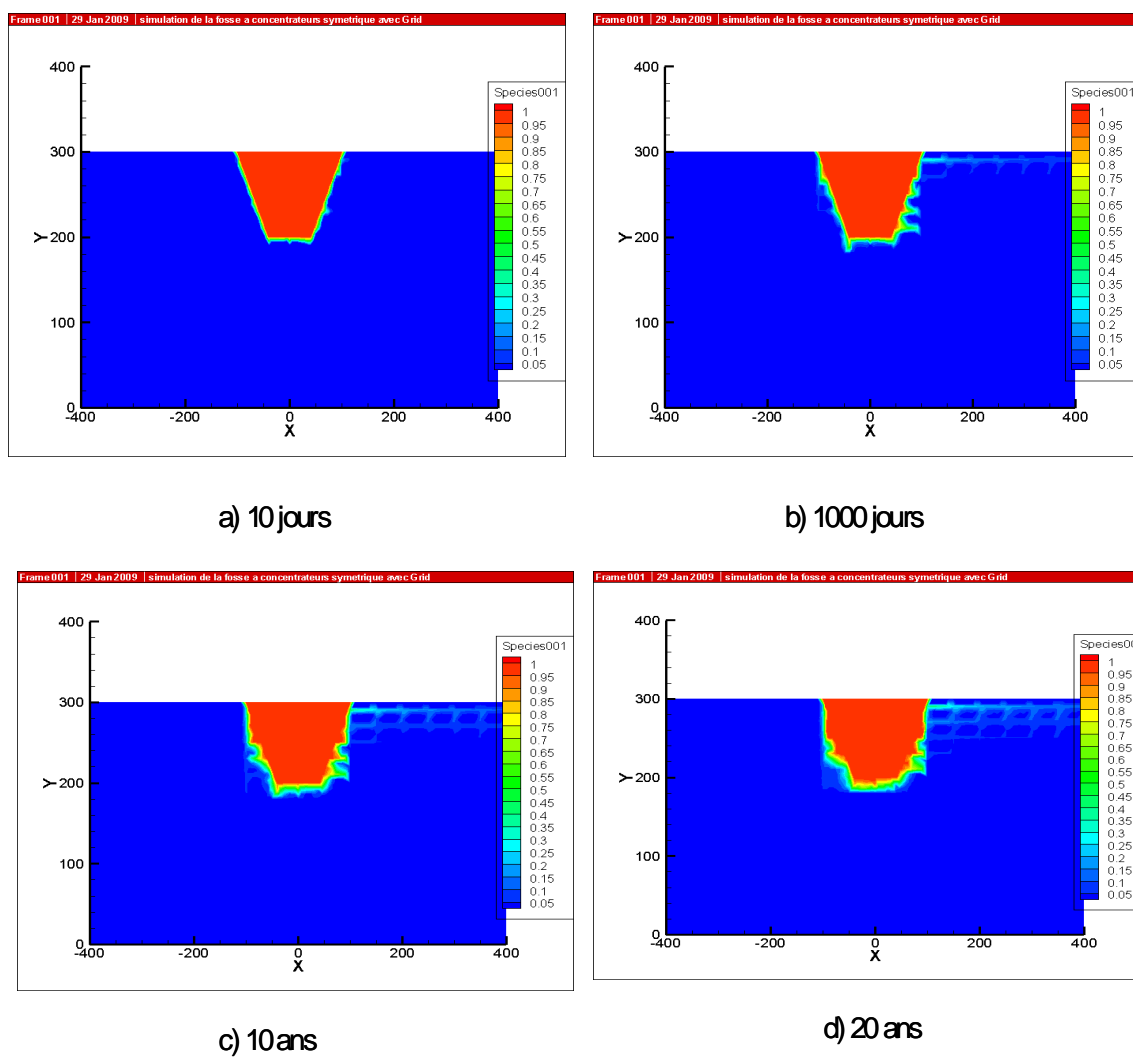


Figure 5.84 Évolution des isocontours de la concentration en fonction du temps, fosse remplie de rejets de concentrateurs, cas d'anisotropie d'ouverture.

L'augmentation de l'ouverture des fractures a amplifiée le contraste de conductivité hydraulique entre le massif rocheux et les fractures, ce qui a bloqué la migration de contaminants à travers le réseau des fractures.



Il y a tendance à homogénéiser le massif comme un milieu équivalent. Aussi, on peut noter l'absence de l'interconnexion entre les fractures horizontales et verticales.

#### 5.4.5 Approche du milieu poreux équivalent

Cette simulation a pour objectif d'appliquer l'approche du milieu poreux équivalent (MPE) qui a été présentée au chapitre 1 dans la section 2.4.3. Le massif rocheux avec le réseau de fractures orthogonales est remplacé par un milieu poreux ayant des propriétés hydriques équivalentes. Ces propriétés sont surtout influencées par la conductivité hydraulique à saturation équivalente ( $k_{eq}$ ), la porosité équivalente ( $n_{eq}$ ) ainsi que la courbe de rétention d'eau équivalente. La même procédure que celle du chapitre 4 a été appliquée ici pour déterminer ces paramètres (équation 4.1). Rappelons que le  $k_{eq}$  calculée est de  $1.28 \times 10^{-6}$  m/s, et une porosité de 0.35 correspondant à un sable fin a été choisie.

Comme application de l'approche du MPE, la fosse remplie de stériles miniers a été considérée. Le niveau initial de la nappe est à  $y = 220$  m. Des charges hydrauliques de 220 m et 210 m ont été imposées respectivement aux frontières gauche et droite. Un flux de précipitations de 1.5 mm/jour a été imposé en surface pendant dix jours suivis de dix jours sans pluie, en alternance sur une période de 20 ans. L'évolution des charges hydrauliques en fonction du temps est montrée sur la figure 5.85. Cette figure montre qu'il y a très peu de variation de la charge hydraulique en fonction du temps. Ceci peut être dû au fait que le MPE et les stériles ont des porosités très proches. Les résultats des isocontours des charges hydrauliques ressemblent à ceux obtenus avec un réseau de fractures orthogonales (voir figure 5.18), mais ils sont très différents pour un massif rocheux homogène (voir figure 5.2).

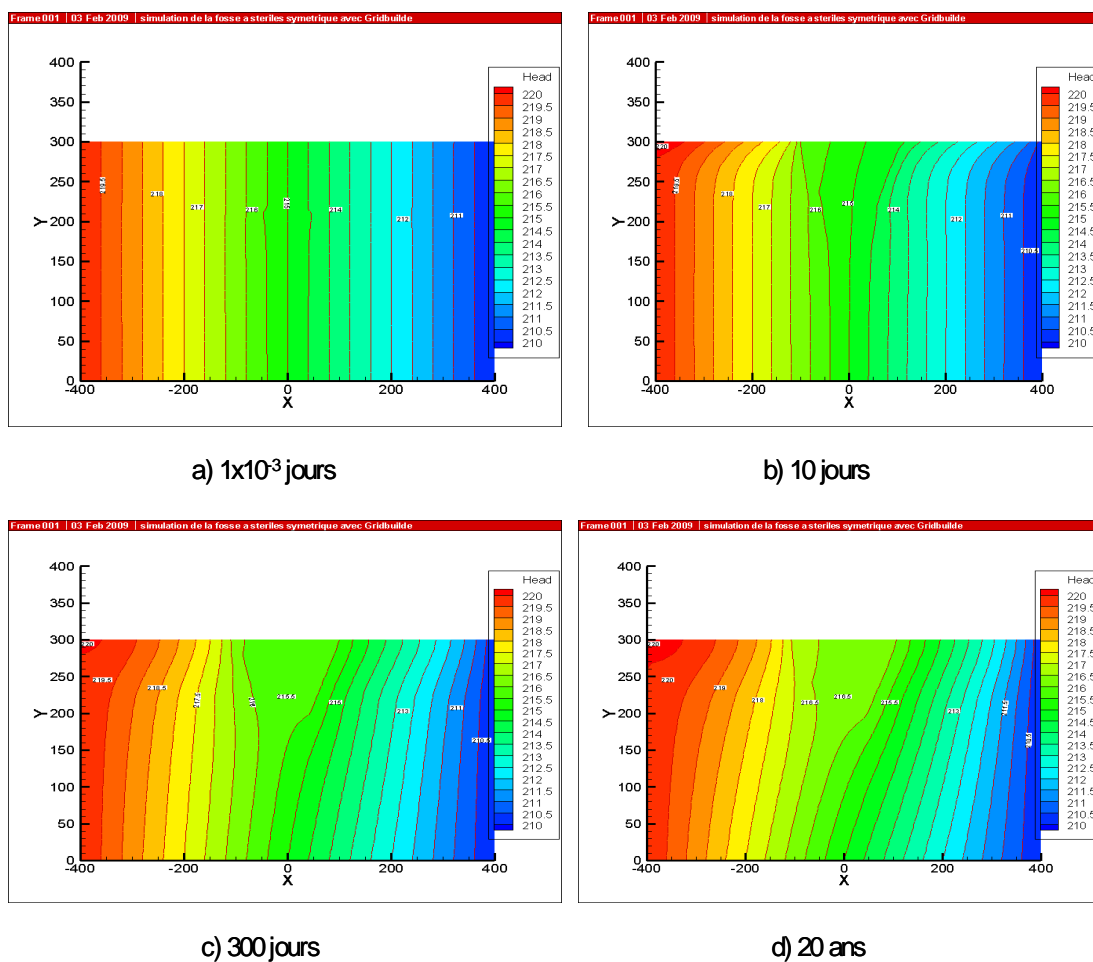


Figure 5.85 Distribution des isocontours des charges hydrauliques en fonction du temps, fosse symétrique remplie de stériles miniers, cas avec un MPE de porosité = 0.35.

L'évolution des isocontours des concentrations en fonction du temps est montrée sur la figure 5.86. Cette figure montre une migration des contaminants surtout latéralement. On peut voir ici l'effet du gradient régional sur le panache de contamination avec une migration vers la droite.

Ces résultats sont différents de ceux obtenus pour le cas 1 avec un massif homogène (voir figure 5.7). Ils peuvent être comparés à ceux obtenus avec un réseau de fractures orthogonales (voir figure 5.21). Toutefois, l'effet des fractures sur le transport de contaminants n'est pas visible ici. On ne voit plus la migration préférentielle des contaminants à travers le réseau des fractures orthogonales.

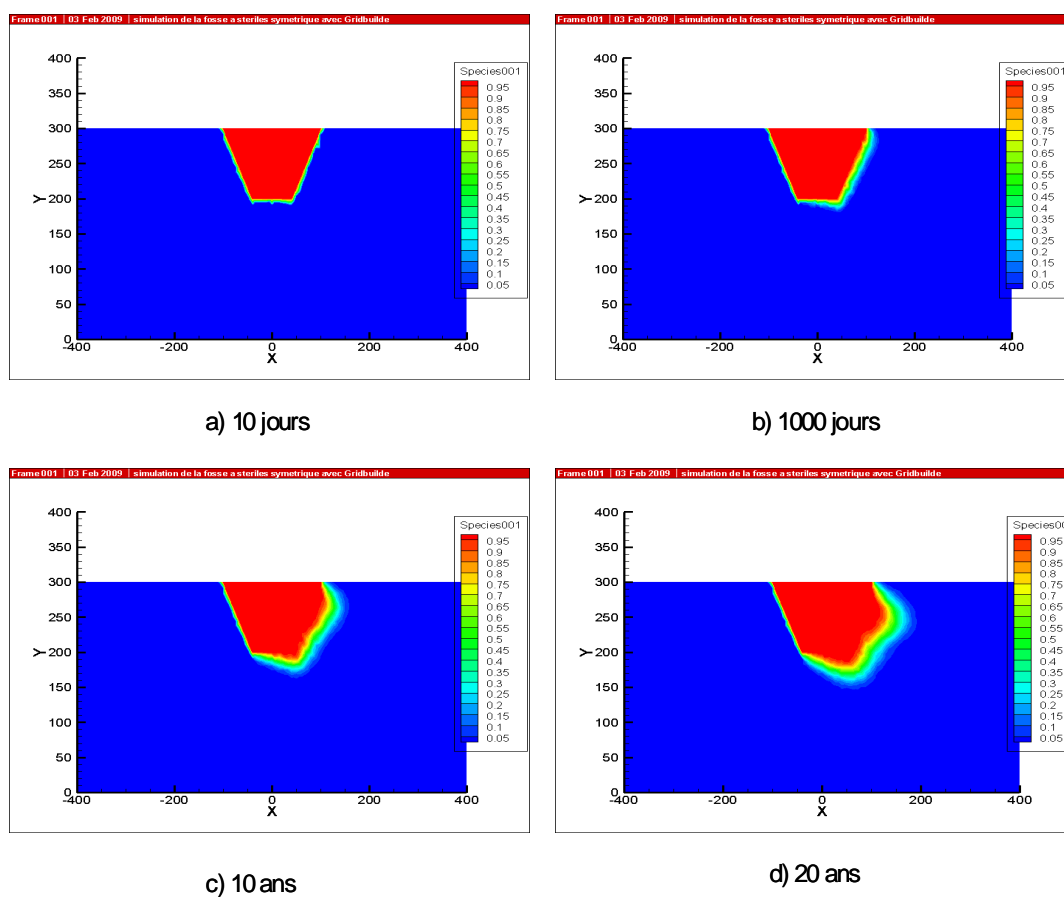


Figure 5.86 Évolution des concentrations en fonction du temps, fosse symétrique remplie de stériles miniers, cas avec un MPE de porosité = 0.35.

Ainsi, on peut conclure que, pour une fosse symétrique remplie de stériles miniers, l'approche conceptuelle du MPE avec un massif ayant une porosité de 0.35 et un  $K_{eq}$  de  $1.28 \times 10^{-6}$  m/s peut reproduire la même évolution des charges hydrauliques en fonction du temps, mais pas celle des concentrations de contaminants.

Là aussi, l'application de l'approche du MPE peut sous estimer les concentrations des contaminants et l'étendue de la contamination.

Une autre simulation a été réalisée avec le MPE ( $K_{eq} = 1.28 \times 10^{-6}$  m/s et  $n_{eq} = 0.35$ ), mais en considérant une fosse remplie de rejets de concentrateurs afin de voir s'il y a effet du type de matériau de la fosse sur les résultats. Les mêmes conditions initiales et aux limites que celles imposées pour une fosse remplie de stériles sont appliquées ici. L'évolution des isocontours des charges hydrauliques est montrée sur la figure 5.86. Cette figure montre qu'on obtient une distribution très différente de celle obtenue précédemment avec une fosse remplie de stériles miniers. Ici, il y a une variation de la charge hydraulique en fonction du temps et on voit l'augmentation de la charge dans la fosse. Ainsi, l'application de l'approche conceptuelle du MPE donne des résultats différents dépendants du type du matériau de la fosse. La distribution des charges obtenue de la figure 5.87 ressemble plutôt au cas du massif avec un réseau de fractures orthogonales (voir figure 5.58). On peut dire que les paramètres  $K_{eq}$  et  $n_{eq}$  du MPE permettent de reproduire la même distribution des charges hydrauliques que lorsqu'on considère les fractures discrètes.

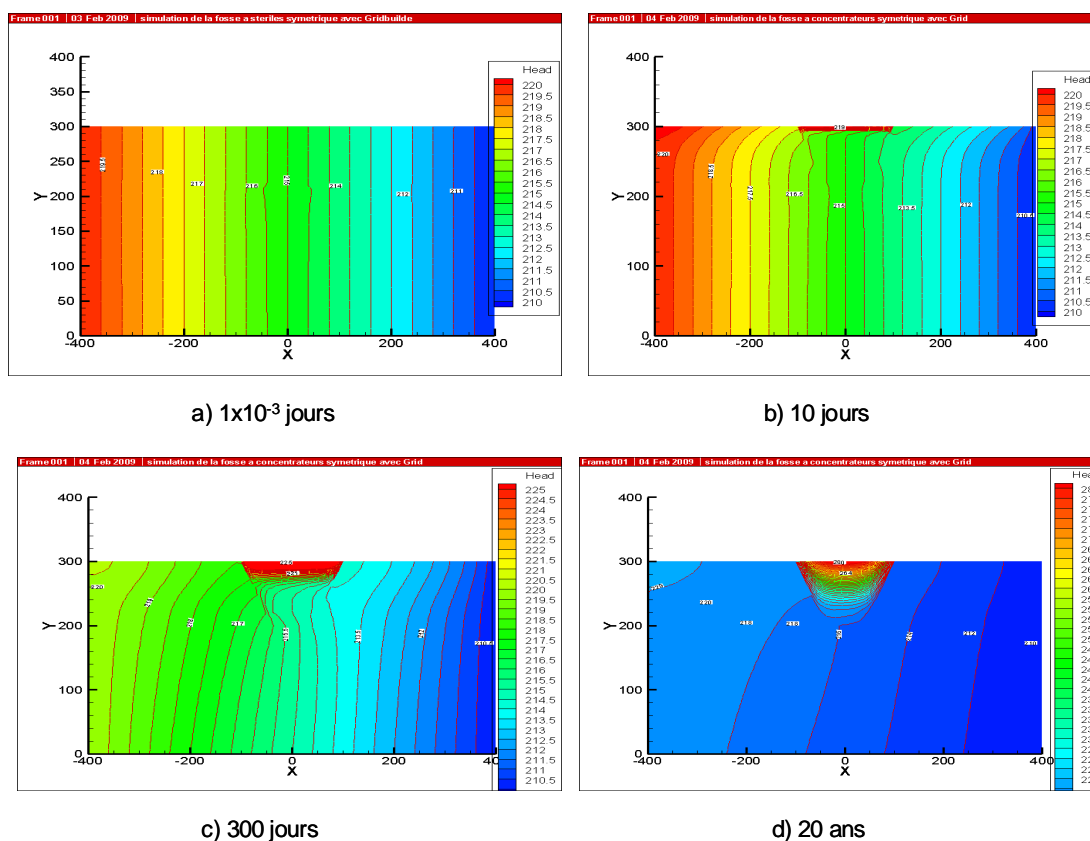


Figure 5.87 Distribution des isocontours des charges hydrauliques en fonction du temps, fosse symétrique remplie de rejets de concentrateurs, cas avec un MPE de porosité = 0.35.

L'évolution des concentrations en fonction du temps est montrée sur la figure 5.88. Cette figure montre que la distribution des isocontours des concentrations est très différente de celle si on considère un réseau de fractures dans le massif rocheux. La migration est plus lente ici et on ne voit pas la migration préférentielle des contaminants à travers les fractures (voir figure 5.61). Comme pour une fosse remplie de stériles miniers, l'application du MPE sous estime la migration des contaminants.

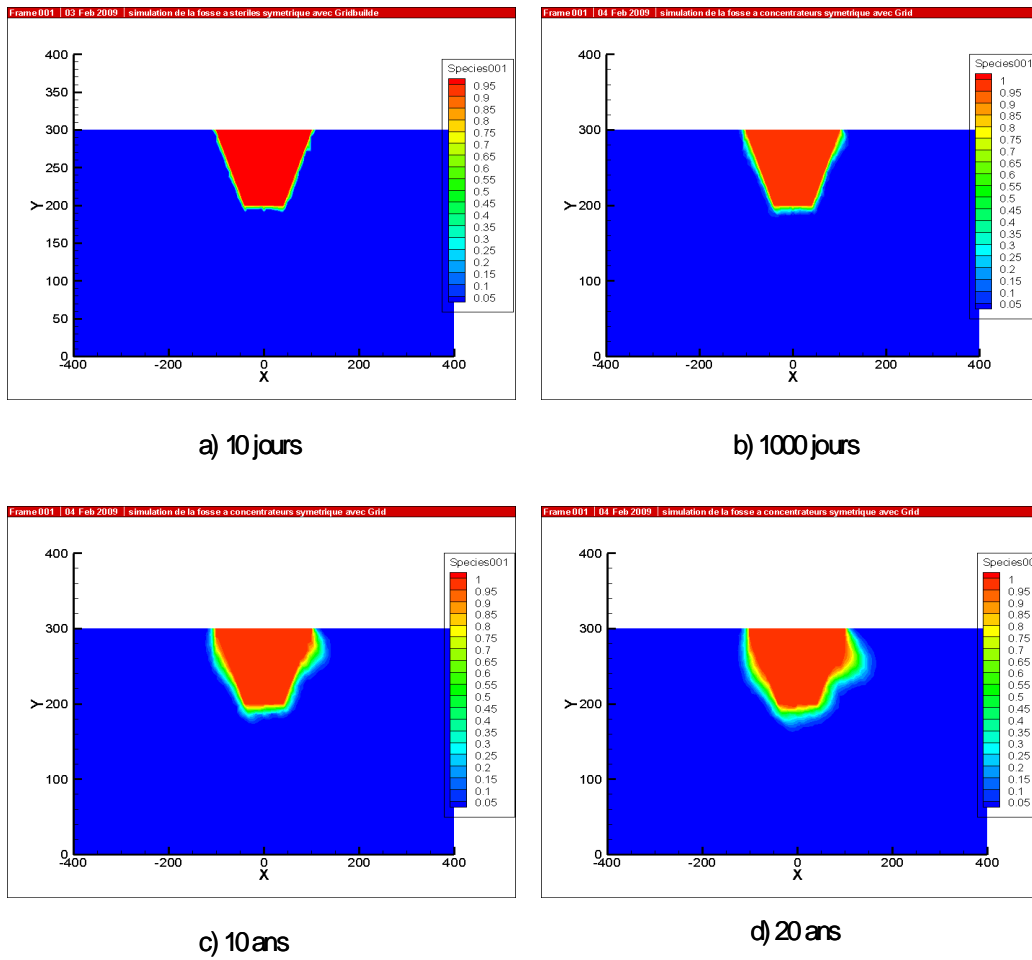


Figure 5.88 Évolution des concentrations en fonction du temps, fosse symétrique remplie de rejets de concentrateurs, cas avec un MPE de porosité = 0.35.

### 5.5 Analyse et discussion des résultats

Les résultats obtenus des différents cas de simulations ont permis de comprendre l'effet de divers facteurs incluant la nature des rejets et la présence d'un gradient régional sur le comportement d'une fosse symétrique sous différentes conditions d'écoulement. D'une façon générale, l'écoulement autour d'une fosse symétrique avec gradient régional dépend essentiellement de quatre facteurs principaux :

- L'intensité du gradient régional,
- Les propriétés du matériau de la fosse,
- Le type des conditions initiales et conditions aux limites imposées,
- La présence et les propriétés des fractures dans le massif rocheux.

Pour une fosse remplie de stériles miniers, on peut tirer les observations suivantes :

- Pour la première série de simulations (une pluie de 1.5 mm/jour sur 10 jours suivis de 10 jours sans pluie en alternance sur une période de 20 ans, nappe initialement à  $y = 220$  m et un gradient régional de 0.0125) et pour le cas d'un massif rocheux homogène (non fracturé), il y a une augmentation de la charge hydraulique en fonction du temps sous l'effet des précipitations. Cette augmentation est plus importante dans le massif que dans les roches stériles. La pression a augmentée en fonction du temps avec des valeurs plus élevées à gauche qu'à droite de l'axe de symétrie sous l'effet du gradient régional. L'augmentation de la pression (diminution de la succion) reste constante dans la fosse pour chaque pas de temps. Dû au remplissage progressif de la fosse, le degré de saturation a augmenté dans les stériles, avec des valeurs qui sont passées de 28 à 38 %. Le massif rocheux est nettement plus saturé avec des valeurs du degré de saturation entre 90 et 100 %.

Sous les conditions fixées, la migration de contaminants se fait plus en profondeur. Elle devient de plus en plus importante en fonction du temps. Le panache de contamination est pratiquement symétrique et n'est pas trop affecté par la valeur du gradient hydraulique.

En ajoutant des fractures verticales d'une ouverture de 0.3 mm, il y a une certaine concentration des isocontours de la charge hydraulique autour des fractures. Ceci implique un écoulement préférentiel à travers les fractures. L'augmentation de la charge hydraulique en fonction du temps est moins significative par rapport au cas homogène. Dû à la grande conductivité hydraulique des fractures, l'eau s'écoule rapidement et ne s'accumule pas, ce qui limite la variation de la charge qui se stabilise, surtout dans le massif rocheux. Les variations du degré de saturation et de la pression deviennent faibles aussi. La migration de contaminants devient plus importante par rapport au cas homogène. Les contaminants migrent en profondeur à travers les fractures verticales.

En ajoutant un réseau de fractures orthogonales, les variations de la charge hydraulique, de la pression et du degré de saturation deviennent plus limitées par rapport aux deux autres cas. On note une certaine désaturation du système. Par contre, la migration de contaminants devient plus importante et l'effet du gradient régional s'amplifie. Le panache de contamination devient plus orienté vers la droite, ce qui peut augmenter le risque de contamination latérale à proximité de la fosse.

- Pour la deuxième série de simulations, un flux de précipitation est fixé à 5 mm/jour pendant dix jours, puis la pluie cesse en surface. Cette condition, pas trop réaliste, a permis de comprendre le comportement de la fosse sous une faible pluie continue, et aussi après l'arrêt des précipitations. Sous ces conditions et lorsque le massif rocheux est homogène, il y a une augmentation de la charge hydraulique en fonction du temps, mais elle diminue après l'arrêt des précipitations. La pression augmente initialement en fonction du temps mais il y a tendance à atteindre l'état hydrostatique ultérieurement.



Cette augmentation n'est pas suffisante pour faire varier le degré de saturation dans les stériles. Toutefois, la variation du degré de saturation est plus évidente dans le massif rocheux. La migration de contaminants est généralement plus faible par rapport aux autres cas. Il y a une augmentation latérale en fonction du temps.

En ajoutant des fractures orthogonales dans le massif rocheux, il y a une diminution plus rapide de la pression en fonction du temps par rapport au cas d'un massif homogène. Aussi, l'état d'équilibre est atteint plus rapidement. Par contre, la migration de contaminants devient plus importante à travers le réseau des fractures orthogonales. Cette migration est plus prononcée latéralement.

- En augmentant le niveau initial de la nappe à l'élévation 230 m (ce qui augmente le gradient régional à 0.025 pour la série 3 avec une pluie sur 20 ans), l'augmentation de la charge hydraulique en fonction du temps devient plus importante que les autres séries lorsque le massif rocheux est non fracturé. Ceci s'explique par un écoulement plus important. Les variations de la pression et du degré de saturation deviennent aussi plus marquées. La migration de contaminants est aussi affectée avec une augmentation plus importante en profondeur. Le panache est aussi plus orienté vers la droite sous l'effet de l'augmentation du gradient régional. En ajoutant un réseau de fractures orthogonales, les variations de la charge hydraulique, de la pression et du degré de saturation deviennent moins importantes que pour le cas homogène. Toutefois, la migration de contaminants est plus prononcée. L'augmentation du gradient régional induit l'augmentation du transport de contaminants par advection à travers les fractures.

- Pour une quatrième série de simulations, des conditions de désaturation ont été simulées. La nappe est initialement plus profonde et une charge hydraulique décroissante entre 50 et 40 m a été imposée à la base.

Une pluie saisonnière (données pluviométriques de la station Latulipe) avec un jour de pluie suivi de deux jours sans pluie pour chaque mois de l'année en alternance sur deux ans a été considérée. Sous ces conditions (climat sec) et pour un massif rocheux homogène, il y a une augmentation de la charge hydraulique malgré que la nappe soit profonde. Une charge maximale de 146 m a été atteinte dans le massif rocheux après 2 ans. Ceci peut s'expliquer par le fait que la condition de pluie imposée permet à l'eau de s'accumuler. Par contre, vu que le niveau initial de la nappe est bas, les stériles miniers sont à un degré de saturation plus faible par rapport aux autres séries, avec un degré de saturation autour de 22 %. Aussi, celui du massif rocheux est plus faible ( $S_w$  entre 60 et 85 %). Il y a aussi une certaine désaturation du système après la fin des précipitations. La migration de contaminants se fait plus en profondeur avec un panache de contamination pratiquement symétrique mais plus large que les autres cas. En ajoutant un réseau de fractures orthogonales, il y a désaturation plus marquée du système que lorsque le massif est homogène. Les variations de la charge hydraulique, de la pression et du degré de saturation deviennent très limitées en fonction du temps. Par contre, la migration de contaminants devient de plus en plus importante en fonction du temps à travers le réseau des fractures orthogonales. Il y a une migration non négligeable dans les fractures verticales qui est plus significative que les autres simulations. Vu que la nappe est profonde, les fractures verticales situées en dessous de la base de la fosse peuvent contribuer au transport de contaminants en profondeur.

Pour une fosse remplie de rejets de concentrateurs, on peut tirer les observations suivantes :

- Pour la première série de simulations (série 5 : nappe initialement à  $y = 220$  m, une charge hydraulique décroissante à la base entre 220 m et 210 m et une pluie de 1.5 mm/jour sur 10 jours suivis de 10 jours sans pluie en alternance sur une période de 20 ans) et lorsque le massif rocheux est non fracturé, il y a une augmentation de la charge hydraulique dans le massif et les rejets de concentrateur.

Contrairement au cas d'une fosse remplie avec des stériles miniers, l'augmentation de la charge est plus significative dans les rejets que dans le roc. Il y a une augmentation de la pression (donc diminution de la succion) et du degré de saturation en fonction du temps, surtout dans la fosse. Les rejets atteignent des valeurs de degré de saturation plus élevées que les stériles miniers, autour de 58 %. La migration des contaminants est un peu différente ici par rapport au cas avec stériles miniers. Les contaminants commencent à migrer latéralement puis en profondeur. Toutefois, cette migration n'est pas très significative.

En ajoutant un réseau de fractures orthogonales, la variation de la charge hydraulique dans le massif rocheux devient très limitée par rapport au cas d'un massif homogène. L'augmentation se fait surtout dans la fosse. Contrairement à une fosse remplie de stériles miniers, la charge augmente dans les rejets malgré l'ajout des fractures.

Les variations de la pression et du degré de saturation restent très faibles dans le massif rocheux, mais non négligeables dans la fosse. La migration de contaminants devient plus importante par rapport au cas homogène avec une migration préférentielle à travers le réseau de fractures orthogonales. Seulement, cette migration est plus faible que pour une fosse remplie de stériles. Le panache de contamination est moins orienté vers la droite dans le sens du gradient. Ceci laisse croire qu'en présence d'un gradient régional, il y a moins de risque de contamination lorsque la fosse est remplie avec des rejets de concentrateurs. Ceci est valable lorsque le massif rocheux est homogène ou fracturé.

- En augmentant le gradient hydraulique régional de 0.0125 à 0.025 (série 6 : charge décroissante à la base entre 235 m et 215 m) et lorsque le massif rocheux est non fracturé, l'augmentation de la charge hydraulique en fonction du temps est plus significative que celle de la série 5. Un maximum de charge de 268 m a été enregistré dans la fosse après 20 ans environ.

Les variations de la pression et du degré de saturation en un point situé à l'intérieur de la fosse sont plus importantes pour un niveau initial de la nappe plus élevé. On atteint la saturation dans les rejets plus rapidement aussi. Par contre, il n'y a pas une grande différence dans la migration de contaminants, sauf que le panache est plus orienté vers la droite dans le sens du gradient régional. Toutefois, la migration des contaminants est moins significative que pour une fosse remplie de stériles miniers.

En incluant des fractures orthogonales dans le massif rocheux, la variation de la charge hydraulique en fonction du temps devient très limitée dans le massif, mais elle augmente dans la fosse. Par contre, la migration de contaminants est plus évidente à travers le réseau de fractures. On peut conclure ici que l'augmentation du gradient régional n'a pas autant d'effet sur l'écoulement et le transport de contaminants pour une fosse remplie de rejets que de roches stériles. Afin de confirmer ceci, d'autres gradients plus élevés auraient pu être considérés.

- Pour la série 7 de simulations (utilisation des données pluviométriques de la station Latulipe avec 1 jour de pluie pour 2 jours sans pluie pour chaque mois de l'année en alternance sur 2 ans et une charge hydraulique décroissante à la base entre 50 et 40 m), il y a une augmentation significative de la charge hydraulique en fonction du temps. Il y a une variation importante de la pression et du degré de saturation dans le massif et la fosse. Ces variations sont plus faibles dans ce cas-ci par rapport aux séries 5 et 6, mais plus importantes que pour une fosse remplie de stériles miniers sous les mêmes conditions imposées. La migration de contaminants est plus latérale avec un panache plus large que celui pour le cas avec stériles, mais la migration est plus faible en profondeur. En ajoutant des fractures orthogonales dans le massif rocheux, il y a limitation de la variation de la charge, de la pression et du degré de saturation dans le roc. La migration des contaminants devient plus importante à travers le réseau des fractures, mais elle reste moins significative que les autres séries 5 et 6.

Pour tous les cas de simulation et pour les deux types du matériau de la fosse, les résultats obtenus montrent l'effet très significatif des fractures sur l'écoulement et le transport de contaminants autour de la fosse symétrique. En effet, l'introduction des fractures entraîne une désaturation du système ce qui limite la variation de la charge hydraulique dans le massif rocheux. Sous des conditions très désaturées, l'ajout des fractures augmente la désaturation.

Les fractures ont aussi un effet très significatif sur le transport de contaminants. En effet, les contaminants vont migrer à travers le réseau des fractures plus rapidement et peuvent atteindre des distances plus élevées. L'ajout des fractures orthogonales amplifie l'effet du gradient régional et influence le panache de contamination qui est plus orienté dans le sens du gradient. On a su aussi comment certains paramètres peuvent influencer la migration de contaminants, incluant l'ouverture des fractures et le coefficient de diffusion libre. L'étude paramétrique complémentaire a montré que pour un coefficient de diffusion libre très élevé, le panache de contamination devient plus large et plus étendu ce qui augmente le risque de contamination.

L'étude paramétrique complémentaire a permis de tirer les conclusions suivantes :

- L'augmentation du coefficient de diffusion libre ( $D^0$ ) a des répercussions importantes sur le transport de contaminants. En effet, lorsque le massif rocheux est non fracturé, une augmentation du  $D^0$  entraîne une migration des contaminants beaucoup plus importante. Le panache de contamination devient plus large et plus profond, mais il reste pratiquement symétrique. En ajoutant des fractures orthogonales dans le massif, le panache devient plus orienté vers la droite lorsque  $D^0$  augmente. Seulement, la migration préférentielle des contaminants à travers les fractures orthogonales est moins évidente.

L'utilisation de l'approche conceptuelle du milieu poreux équivalent a permis de tirer quelques conclusions quand à la validité de cette approche. Dans cette approche, les fractures et le massif rocheux sont remplacés par un milieu ayant des propriétés équivalentes. Ces propriétés sont surtout la conductivité hydraulique à saturation équivalente ( $k_{eq}$ ), la porosité équivalente ( $n_{eq}$ ) et la courbe de rétention d'eau équivalente (CRE). Le  $k_{eq}$  est calculé à partir des propriétés des fractures et du massif rocheux. Pour cette valeur trouvée, on peut lui associer une porosité d'un matériau connu (sable fin dans notre cas) afin de déterminer la CRE. Les résultats obtenus avec cette approche sont différents selon le type de matériau de la fosse. Mais, pour les deux types du matériau de la fosse, l'approche du MPE peut donner des résultats de variation de la charge hydraulique semblables à ceux obtenus si on considère les fractures orthogonales dans le massif rocheux de façon discrète, mais pas pour la migration des contaminants. En effet, les résultats du panache de contamination sont très différents de ceux obtenus en considérant les fractures de façon discrète, parce qu'on ne voit plus la migration préférentielle des contaminants à travers les fractures. Ceci peut induire une sous-estimation de la migration des contaminants et le risque de contamination. Toutefois, il sera nécessaire de calculer la porosité équivalente par une méthode plus appropriée.

## **CHAPITRE 6 : SIMULATION D'UN CHANTIER REMBLAYÉ SOUTERRAIN ET COUPLAGE HYDROMÉCANIQUE**

### **6.1 Introduction**

Une des techniques de gestion des rejets miniers qui a pris de l'importance ces dernières années est le remblayage souterrain. L'utilisation de remblai cimenté, fait avec des résidus de concentrateur ou de roches stériles, est une de ces techniques avantageuses. Par exemple, l'utilisation du remblai en pâte permet de retourner sous terre des quantités importantes de résidus (de l'ordre de 50 % du total produit) en plus de créer un support de terrain additionnel, améliorant la productivité de l'exploitation souterraine (site web chaire de recherche du Canada-UQAT : <http://web2.uqat.ca/crc-remblais>). Afin d'évaluer les risques, il est important d'étudier l'écoulement et le transport de contaminants autour des remblais placés dans des excavations souterraines.

Ce chapitre est divisé en deux grandes parties. Une première partie est consacrée à l'étude de l'écoulement et du transport de contaminants autour d'un chantier remblayé vertical en conditions d'écoulement saturé et non saturé. Deux cas sont présentés : un premier cas avec un chantier à proximité d'une fracture horizontale et un deuxième cas avec un réseau de fractures orthogonales. La deuxième partie est consacrée au couplage hydromécanique. Une méthodologie indirecte de couplage a été développée et appliquée à partir de deux codes HydroGeosphere (Therrien et al., 2005) et PHASE<sup>2</sup> (Rocscience, v.7) afin d'étudier l'effet des contraintes et de la pression interstitielle sur le changement de l'ouverture des fractures ainsi que sur l'écoulement et la migration des contaminants.

## 6.2 Chantier remblayé à proximité d'une fracture horizontale

Les résultats de simulation d'un chantier remblayé souterrain vertical à proximité d'une fracture horizontale sont présentés et discutés ici. La figure 6.1 montre le modèle du chantier remblayé simulé avec le code HydroGeosphere. Le chantier a une largeur de 3.5 m à la base (pour  $x$  allant de 8.5 m à 12 m) et une hauteur de 15 m (pour  $z$  allant de 9 m à 24 m). La fracture a une ouverture de 0.1 mm et elle est située juste au dessus du chantier (à  $z = 24.5$  m).

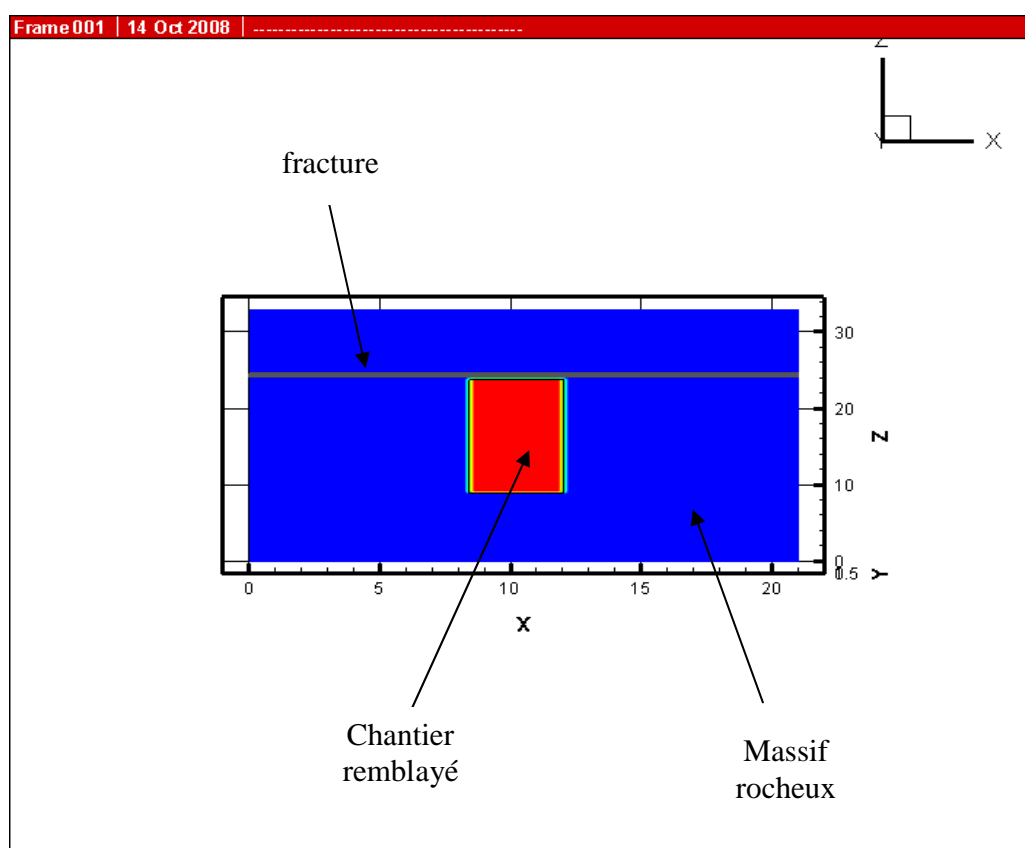


Figure 6.1 Structure du chantier remblayé souterrain à proximité d'une fracture horizontale.



Ce modèle est semblable à celui analysé par Tremblay (2005). Les résultats des travaux de Tremblay (2005) en conditions d'écoulement saturé ont été repris ici en ajoutant la simulation de la migration de contaminants. Des simulations en conditions d'écoulement non saturé ont aussi été réalisées. Pour le maillage, des éléments d'une taille de 0.2 m en x et en z ont été considérés alors qu'un seul élément a été considéré selon y. Cette simulation a impliquée 35192 nœuds et 17325 éléments pour le milieu poreux (massif rocheux et remblai) et 35192 nœuds et 316 éléments pour la fracture horizontale.

#### 6.2.1 Cas d'un écoulement saturé

Pour ce cas et comme condition initiale, une charge hydraulique de 10 m a été fixée partout sur le modèle. Comme conditions aux limites, des charges hydrauliques de 10 m et de 12 m ont été imposées respectivement à gauche et à droite du modèle. Pour la migration de contaminants, une concentration initiale de  $1 \text{ kg/m}^3$  a été imposée à l'intérieur du chantier et tout autour de sa surface en supposant une contamination originant du remblai. La concentration initiale dans le massif rocheux est nulle. Un coefficient de diffusion libre des contaminants de  $2.34 \times 10^{-10} \text{ m}^2/\text{s}$  a été considéré (Zhou et al., 2007). La simulation est réalisée en conditions transitoires. Les valeurs de la porosité et de la conductivité hydraulique à saturation des matériaux utilisées sont montrées au tableau 6.1.

Tableau 6.1 Paramètres hydriques des matériaux, cas du chantier remblayé

Matériau	Porosité	$k_{\text{sat}}$ (m/s)
Remblai	0.4	$1.0 \times 10^{-5}$
Roc	0.02	$3.2 \times 10^{-8}$

Un premier cas a été analysé sans la présence du chantier (appelé cas chantier 0) a été réalisé. Les résultats des isocontours des charges hydrauliques obtenus avec HydroGeosphere au temps  $t = 365$  jours sont montrés à la figure 6.2. Le même résultat a été obtenu par Tremblay (2005). Selon la distribution des charges hydrauliques obtenue, l'écoulement de l'eau se fait de droite à gauche et les vecteurs vitesses (non montrés ici) sont perpendiculaires aux lignes équipotentiels.

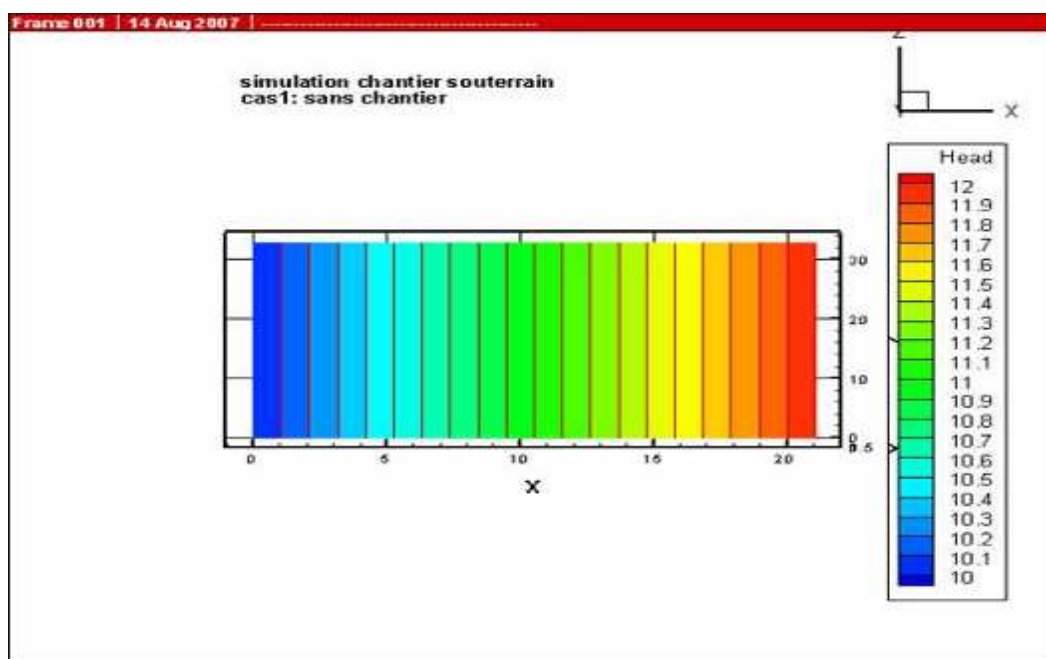


Figure 6.2 Valeurs des isocontours des charges hydrauliques à  $t = 365$  jours, cas chantier 0, écoulement saturé.

Les variations de la charge hydraulique le long de deux lignes horizontales passant par  $z = 20$  m (traversant le massif rocheux) et  $z = 24.5$  m (le long de la fracture) ont été déterminées. Les résultats sont montrés à la figure 6.3. Cette figure montre qu'on obtient la même variation de la charge dans le massif et le long de la fracture. Ces résultats ont été aussi obtenus par Tremblay (2005).

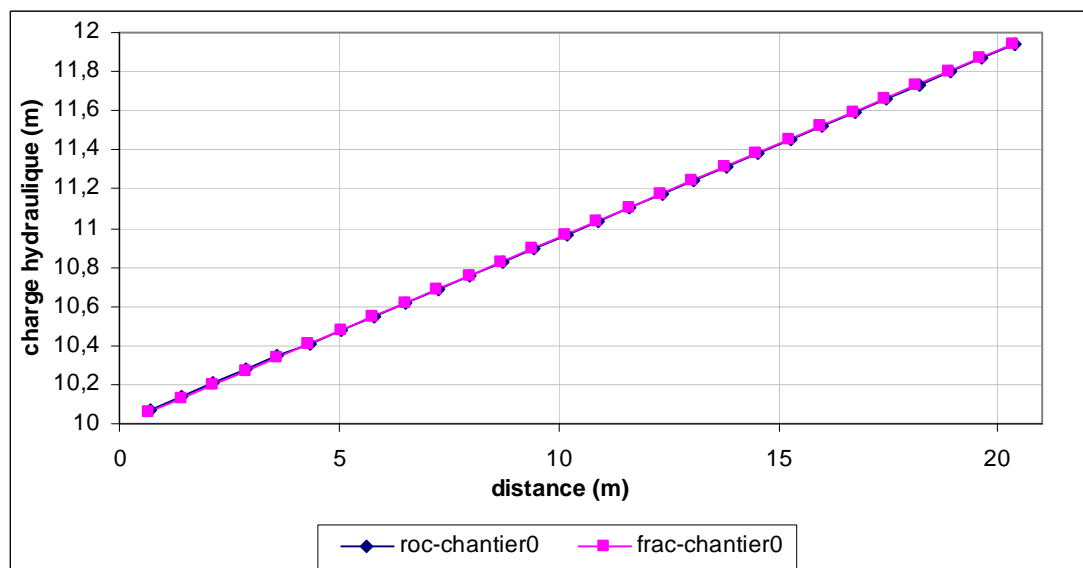


Figure 6.3 Variation de la charge hydraulique en fonction de la distance au temps  $t = 365$  jours, cas sans chantier, écoulement saturé.

Une autre simulation a été réalisée en introduisant le chantier remblayé (cas appelé chantier 1). Comme le montrent les résultats de la figure 6.4, le chantier induit des effets sur les isocontours de la charge hydraulique. Les lignes des isocontours de charge ne restent plus uniformes et parallèles; l'écoulement de l'eau ne sera donc plus uniquement horizontalement de droite à gauche. Une certaine partie de l'écoulement se fera verticalement du massif rocheux vers le chantier et du chantier vers le massif rocheux.

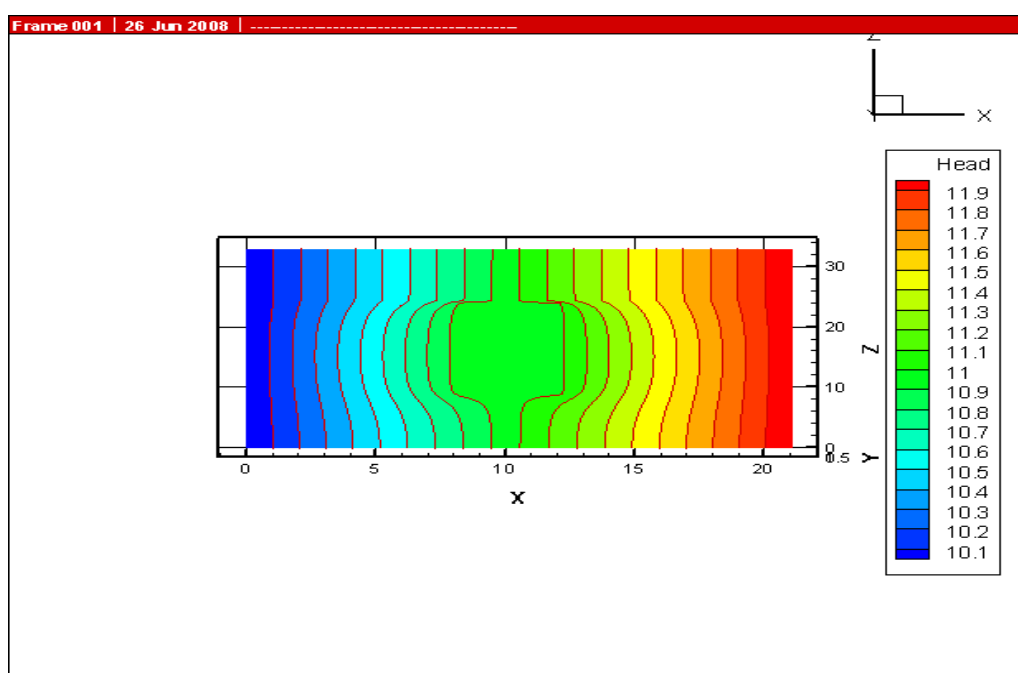


Figure 6.4 Valeurs des isocontours des charges hydrauliques à 365 jours, cas chantier 1, écoulement saturé.

Pour mieux visualiser l'effet du chantier sur la répartition des charges, une comparaison des charges hydrauliques dans le massif rocheux le long d'une ligne horizontale passant par  $z = 20$  m et le long de la fracture pour les deux cas (sans chantier et avec chantier) est montrée sur les figures 6.5 et 6.6.

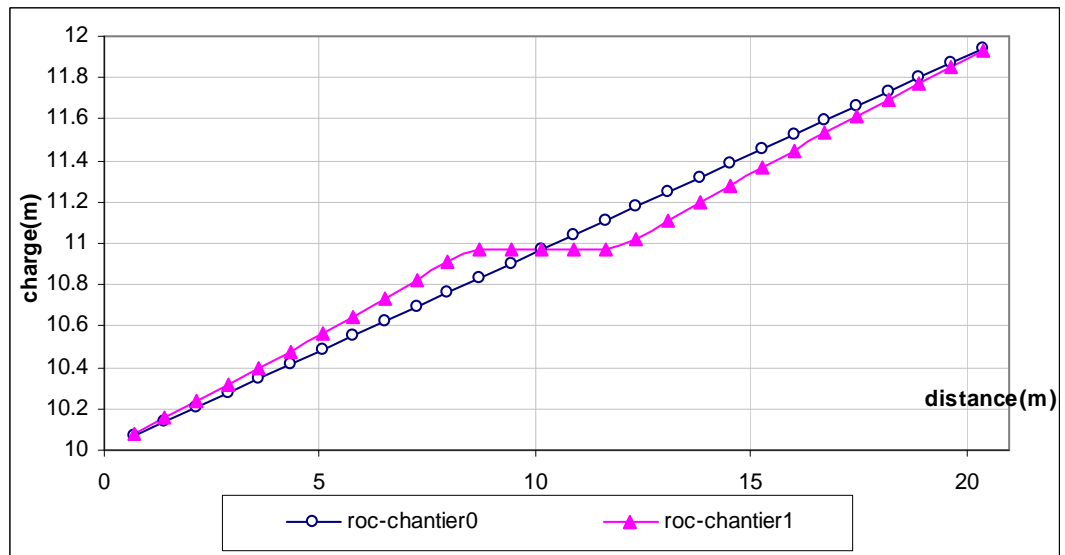


Figure 6.5 Comparaison des charges hydrauliques dans le massif rocheux au temps 365 jours le long d'une ligne horizontale passant par  $z = 20$  m, écoulement saturé.

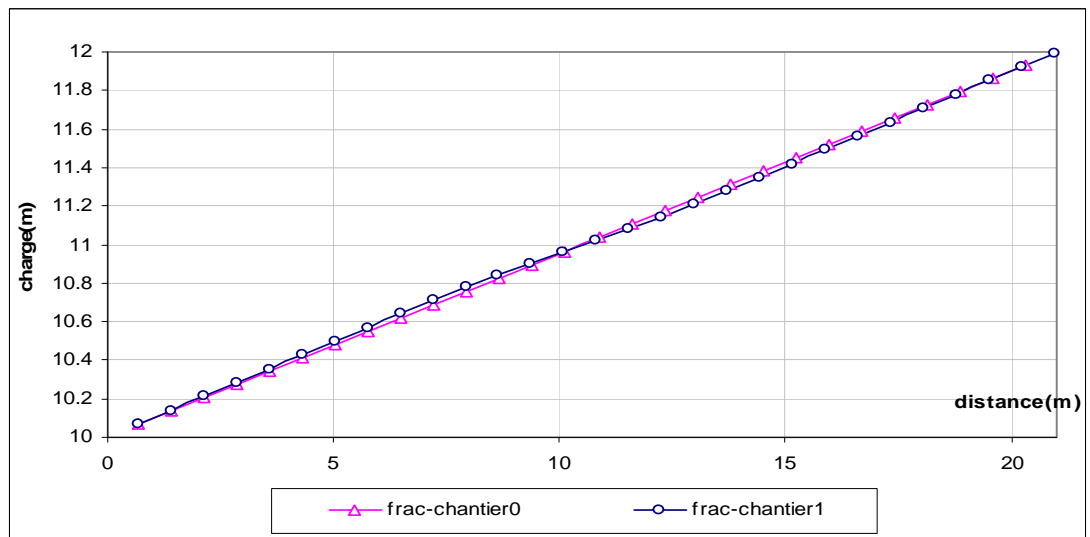


Figure 6.6 Comparaison des charges hydrauliques le long de la fracture située à  $z = 24.5$  m et au temps  $t = 365$  jours, écoulement saturé.

Comme le montre la figure 6.6, il n'y a pas un grand changement dans l'évolution de la charge hydraulique en fonction de la distance le long de la fracture. Ainsi, l'introduction du chantier ne modifie pas les conditions d'écoulement autour de la fracture. Dans le massif rocheux (figure 6.5), par contre, il y a une certaine discontinuité (où la charge reste constante) dans la variation de la charge en fonction de la distance à l'endroit du chantier. Concernant la migration de contaminants, les résultats obtenus des isocontours des concentrations en fonction du temps sont montrés sur la figure 6.7 aux temps 100 jours, 1 an et 2 ans.

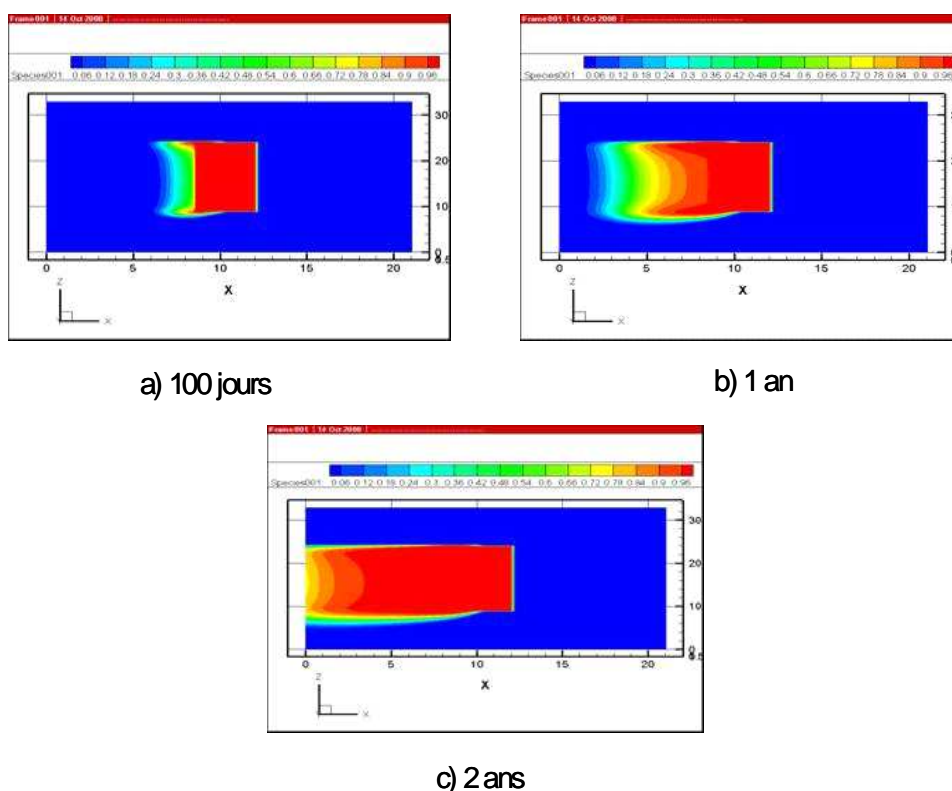


Figure 6.7 Isocontours des concentrations en fonction du temps, chantier remblayé à proximité d'une fracture horizontale, écoulement saturé.

La figure 6.7 montre une migration graduelle importante des contaminants qui va du chantier vers la frontière gauche. Le panache de contamination suit le sens de l'écoulement produit par le gradient régional. Une faible migration vers le bas due à la dispersion et à la diffusion moléculaire entre le chantier et la base du modèle peut être aussi constatée.

La figure 6.8 montre l'évolution de la concentration en fonction du temps au point ( $x = 5$  m,  $y = 0$  m,  $z = 20$  m). Cette figure montre une augmentation de la concentration en fonction du temps. Cette augmentation est faible au début des simulations parce que le front de contamination n'a pas encore atteint ce point de mesure. La migration devient rapide plus tard et au bout de 2 ans, la concentration maximale est atteinte à ce point.

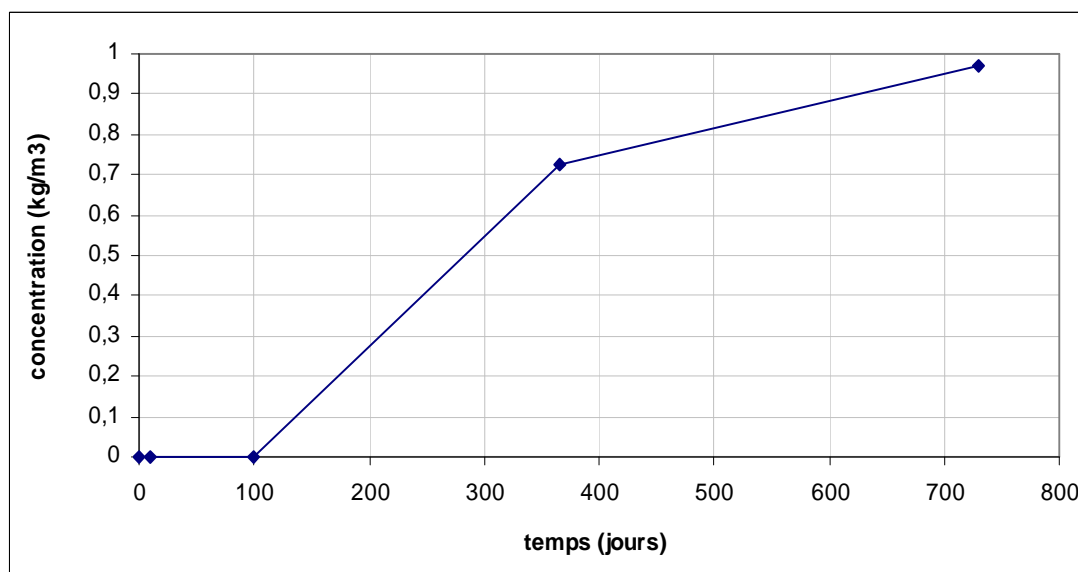


Figure 6.8 Variation de la concentration au point ( $x = 5$  m,  $z = 20$  m), chantier remblayé, écoulement saturé.

Un dernier cas de simulation en conditions d'écoulement saturé a été réalisé en considérant une fracture qui traverse le chantier à l'élévation  $z = 22.5$  m (au lieu de  $z = 24.5$  m). La structure du modèle est représentée sur la figure 6.9.

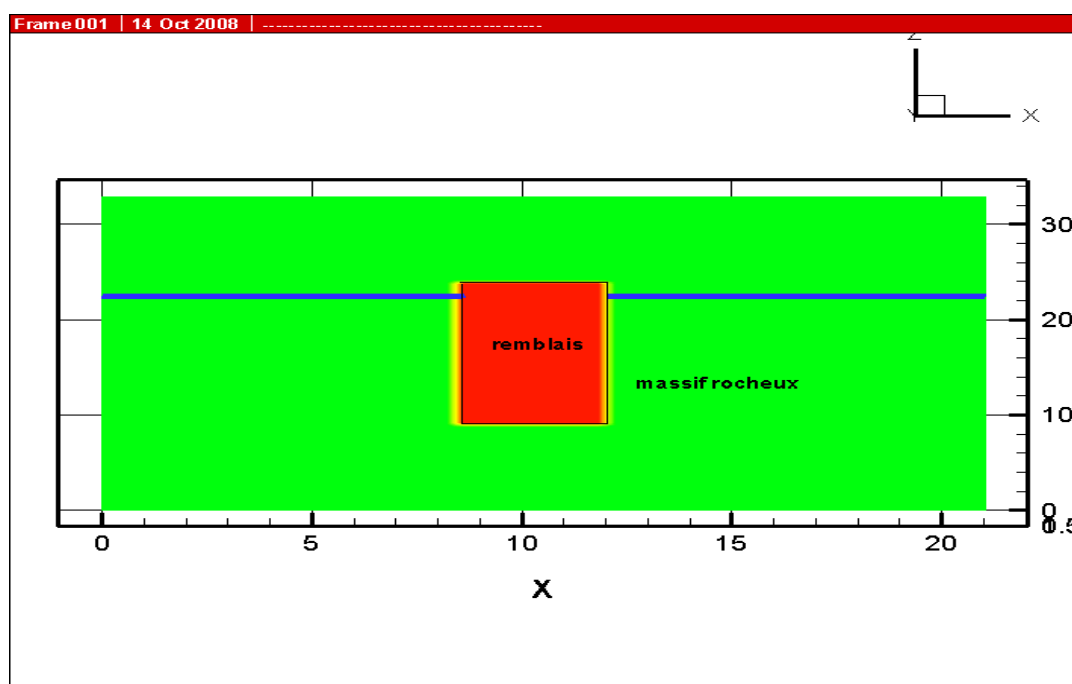


Figure 6.9 Modèle conceptuel d'un chantier souterrain avec une fracture qui le traverse.

Les isocontours de charges hydrauliques au temps  $t = 365$  jours sont montrés sur la figure 6.10. Cette figure montre un effet plus significatif de la fracture sur la distribution des charges hydrauliques par rapport au cas d'une fracture située juste à la surface du chantier. Cet effet est plus important près du chantier qu'en s'éloignant du chantier. Ceci peut entraîner un écoulement plus important près du chantier et surtout à travers la fracture horizontale. En effet, les vecteurs vitesses (non montrés ici) sont plus élevés autour et le long de la fracture qu'ailleurs, ce qui implique un écoulement plus important à travers la fracture. Il y a un certain écoulement aussi du chantier vers la fracture.



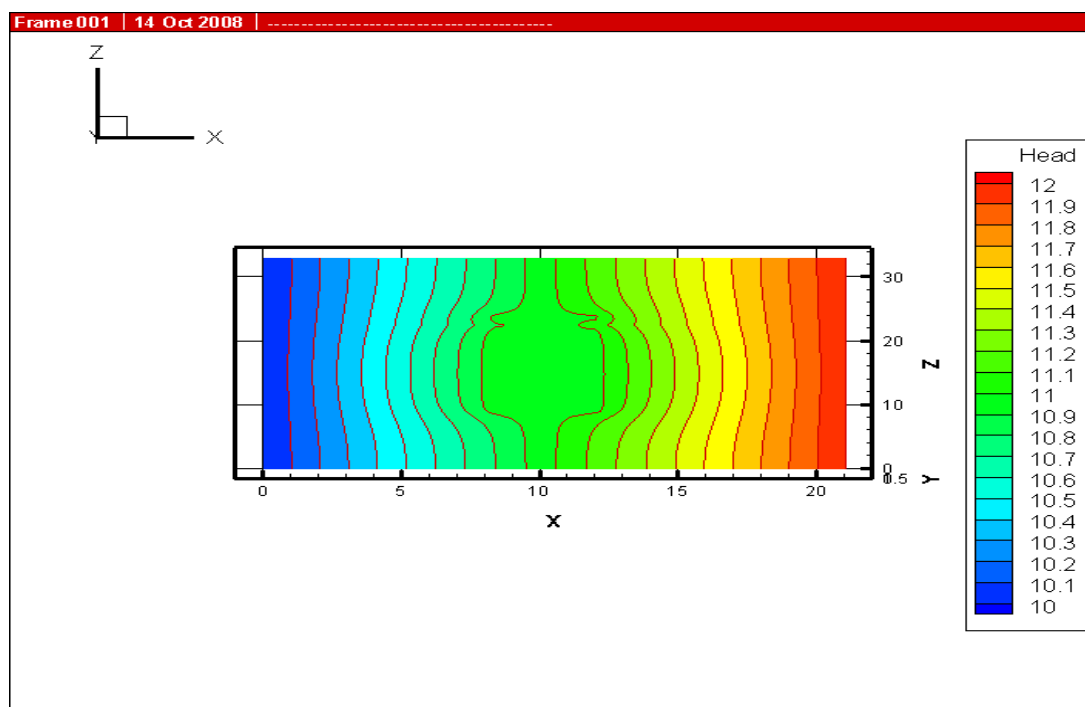


Figure 6.10 Isocontours de charges hydrauliques au temps  $t = 1$  an, chantier remblayé à proximité d'une fracture qui le traverse, écoulement saturé.

L'évolution des isocontours de concentrations en fonction du temps est montrée sur la figure 6.11. Cette figure montre une migration plus importante des contaminants à travers la fracture par rapport au massif rocheux. Les contaminants migrent plus rapidement par advection due à la plus grande conductivité hydraulique de la fracture. À partir d'un temps de simulation autour de 100 jours, toute la partie gauche de la fracture montre une concentration maximale en contaminants. On peut aussi noter une migration vers le bas vers la frontière perméable. À la fin des simulations ( $t = 2$  ans), tout le front de contamination s'est déplacé vers la gauche dans le sens de l'écoulement dû à l'effet du gradient régional. Ainsi, on pourra conclure que la migration de contaminants est plus significative lorsque la fracture traverse le chantier que lorsqu'elle est à sa surface.

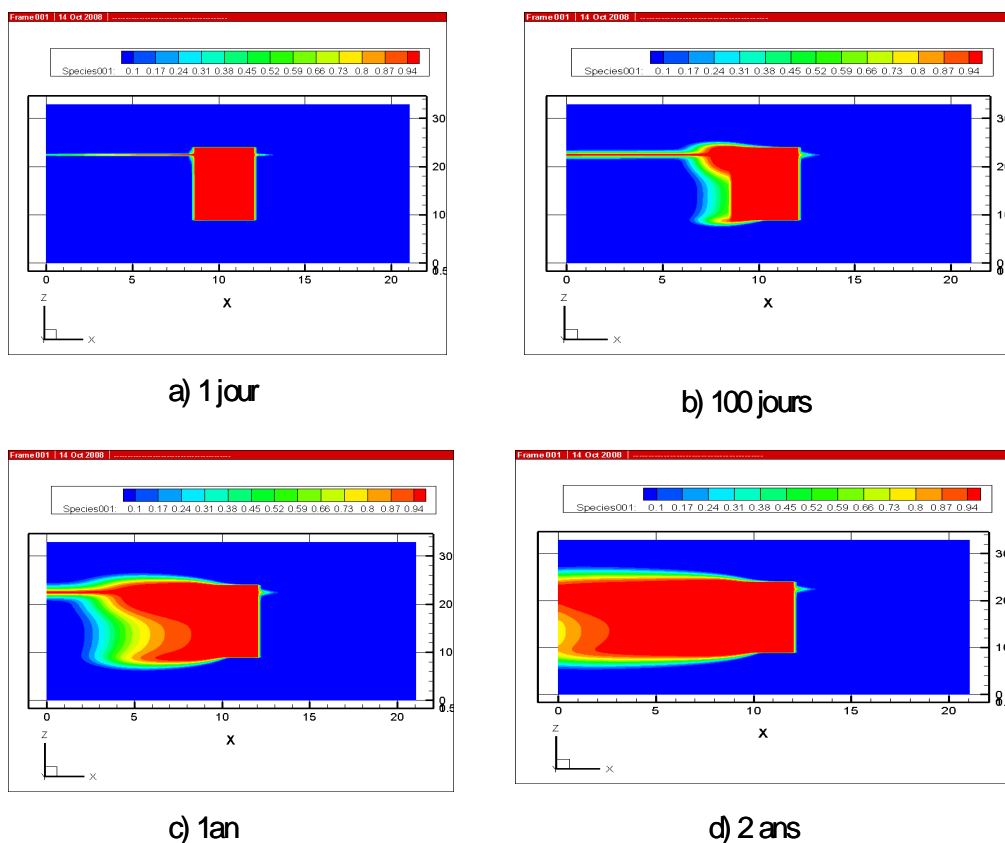


Figure 6.11 Isocontours des concentrations; chantier remblayé à proximité d'une fracture qui le traverse, écoulement saturé.

Une comparaison des concentrations au point  $(x = 5 \text{ m}, z = 20 \text{ m})$  pour les deux positions de la fracture est montrée sur la figure 6.12. Cette figure montre qu'au début des simulations, les concentrations sont les mêmes pour les deux positions de la fracture vu que les valeurs sont très faibles. Par contre, pour des temps de simulation élevés, les concentrations sont plus grandes pour le cas où la fracture traverse le chantier.

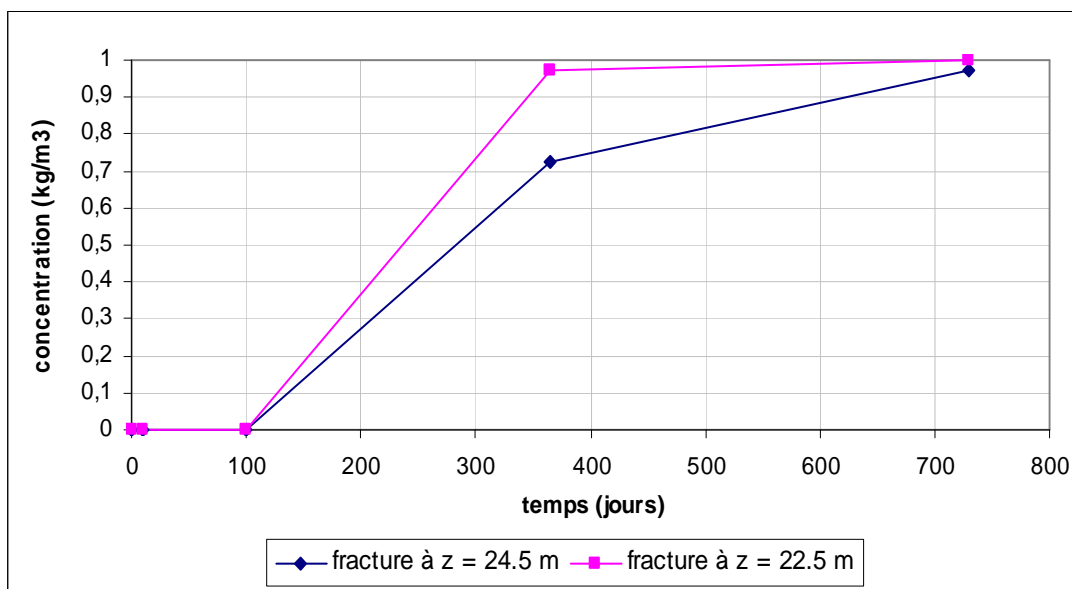


Figure 6.12 Comparaison des concentrations au point ( $x = 5$  m,  $z = 20$  m) pour les deux positions de la fracture (chantier remblayé, écoulement saturé).

À la fin des simulations ( $t = 2$  ans), les concentrations sont identiques et égales à la valeur maximale. Ainsi, on peut déduire que le risque de contamination sera plus élevé lorsque la fracture traverse le chantier que lorsqu'elle est à proximité de ce dernier.

#### 6.2.2 Cas d'un écoulement non saturé

Pour simuler des conditions d'un écoulement non saturé autour du chantier remblayé à proximité d'une fracture horizontale, le niveau de la nappe a été abaissé initialement à la base du modèle à l'élévation  $z = 0$ . Des charges hydrauliques de 0 m et 2 m ont été fixées respectivement aux frontières gauche et droite. Les courbes du degré de saturation en fonction de la pression et de la conductivité hydraulique en fonction de la pression du remblai ont été déterminées en utilisant les données de Godbout et al. (2004) pour un échantillon de remblai cimenté en pâtes.

Ces courbes sont montrées sur les figures 6.13 et 6.14. La figure 6.13 montre que les remblais en pâte restent saturés à une pression d'entrée d'air de l'ordre de 5 à 6 kPa puis se désaturent jusqu'à atteindre une valeur résiduelle de saturation de 0.25.

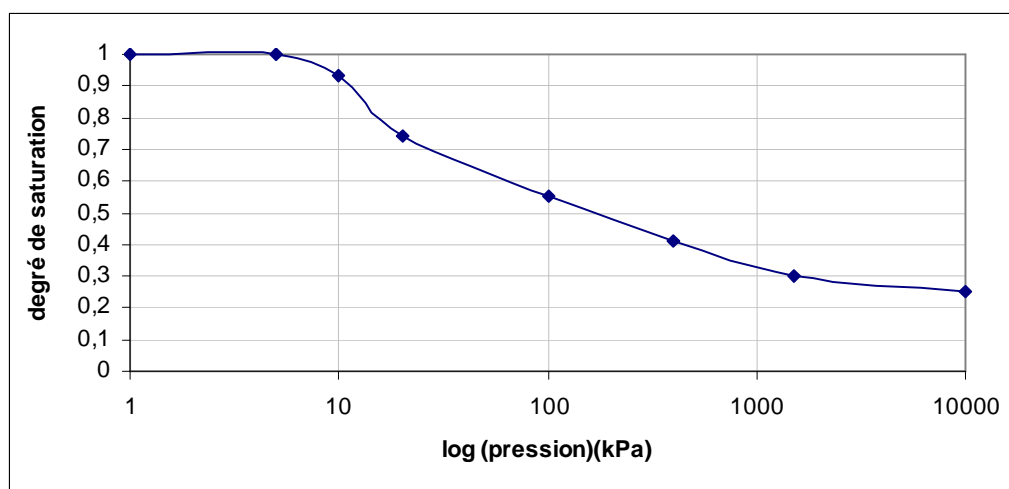


Figure 6.13 Courbe de rétention d'eau pour le remblai en pâte (tirée de Godbout et al., 2004).

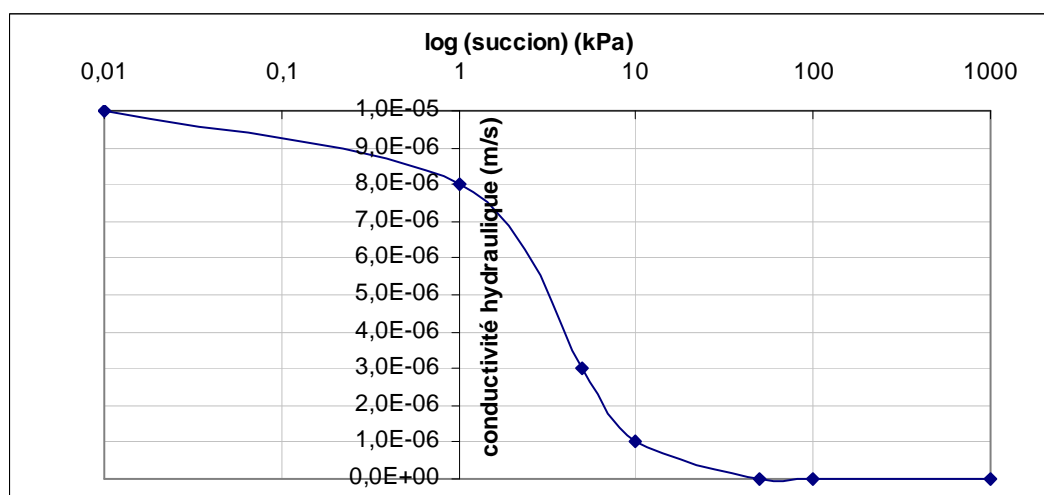


Figure 6.14 Courbe de la conductivité hydraulique en fonction de la pression pour le remblai en pâte (tirée de Godbout et al., 2004).

La même structure du modèle montré sur la figure 6.1 a été considérée ici pour des conditions d'écoulement non saturé. L'évolution des isocontours de charges hydrauliques en fonction du temps est montrée sur la figure 6.15.

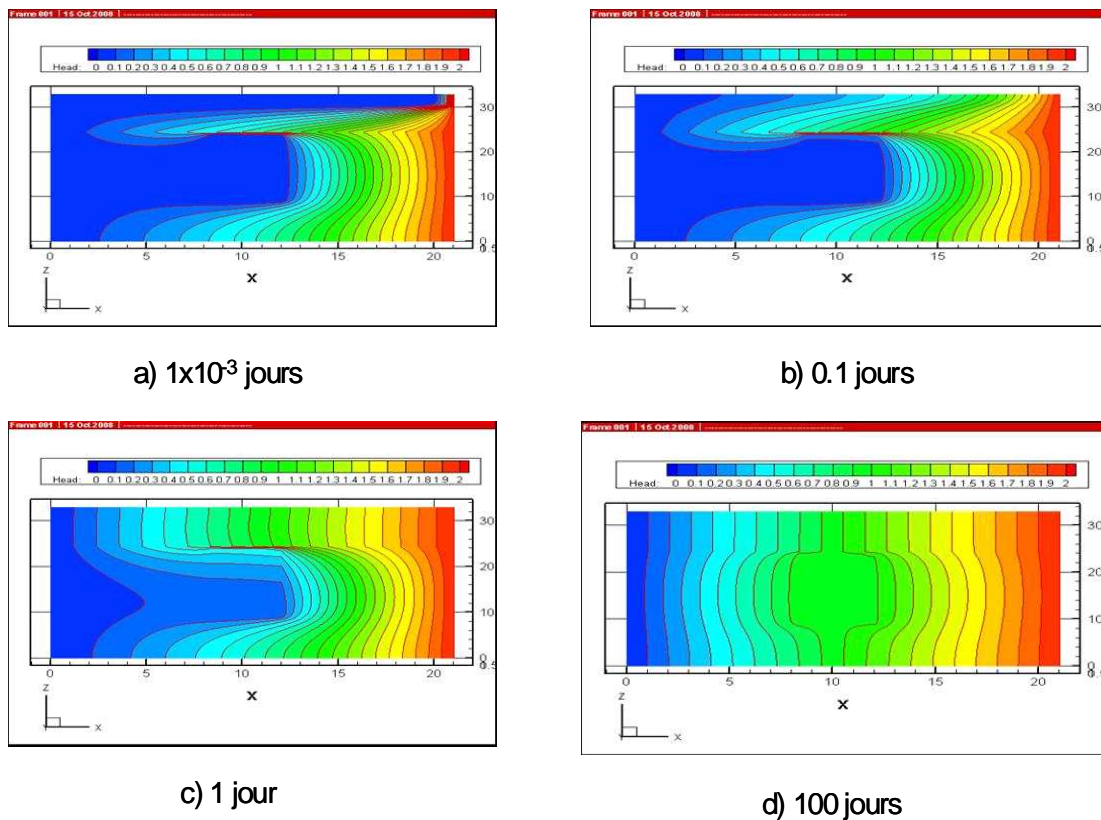


Figure 6.15 Isocontours de charges hydrauliques à divers temps, chantier remblayé à proximité d'une fracture horizontale, écoulement non saturé.

La figure 6.15 montre d'une part l'effet du chantier sur la distribution des charges hydrauliques (comme pour le cas d'un écoulement saturé) et d'autre part l'effet de la fracture horizontale. Il y a une certaine discontinuité dans la répartition des charges hydrauliques à l'endroit du chantier.

Toutefois, il y a une augmentation des charges hydrauliques en fonction du temps et de la distance. Il y a une certaine dissipation des charges entre 0 et 2 m de droite à gauche dans le sens du gradient régional. Au temps  $t = 100$  jours, on retrouve la même distribution des charges hydrauliques que celle pour le cas d'un écoulement saturé (voir figure 6.4).

Les variations de la pression et du degré de saturation en fonction de la distance et du temps le long d'une ligne horizontale passant par le chantier à l'élévation  $z = 20$  m sont montrées sur les figures 6.16 et 6.17. La figure 6.16 montre une variation faible de la pression en fonction du temps. Entre le début et la fin de la simulation, une variation de 1 m de la pression a été enregistrée à l'endroit du chantier. Parallèlement et comme le montre la figure 6.17, la variation des degrés de saturation en fonction du temps est très faible aussi bien dans le massif rocheux que dans le chantier remblayé.

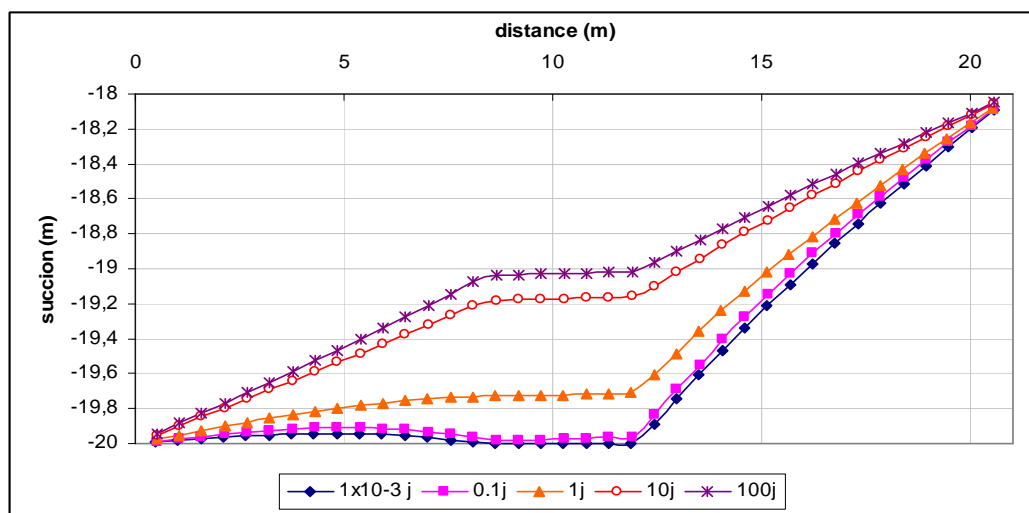


Figure 6.16 Variation de la pression le long d'une ligne horizontale passant par  $z = 20$  m, chantier remblayé à proximité d'une fracture horizontale, cas d'un écoulement non saturé.

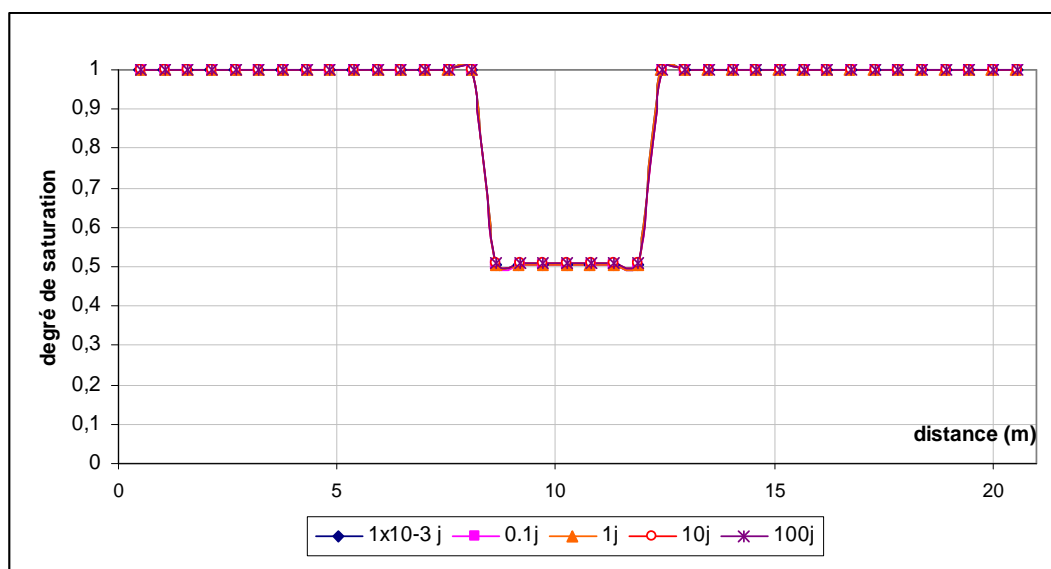


Figure 6.17 Variation du degré de saturation le long d'une ligne horizontale passant par  $z = 20$  m, chantier remblayé à proximité d'une fracture horizontale, cas d'un écoulement non saturé.

Le massif rocheux reste saturé alors que le remblai est à un degré de saturation autour de 0.5 (valeur résiduelle autour de 0.25). Le degré de saturation (résultat non montré ici) dans la fracture est autour de 1 et il ne varie pas en fonction du temps. D'après les résultats obtenus des figures 6.16 et 6.17, on peut conclure que les conditions initiales et aux limites imposées ne permettent pas d'induire un changement significatif dans le massif rocheux, le remblai et la fracture. Ceci peut être aussi dû à la faible valeur du gradient hydraulique régional (de 0.095).

L'évolution des isocontours des concentrations en fonction du temps est montrée sur la figure 6.18. Cette figure montre une migration de contaminants de droite à gauche dans le sens du gradient régional. Il y a aussi une certaine migration vers le bas vers la frontière perméable.

Les résultats obtenus sont semblables à ceux pour le cas d'un écoulement saturé (figure 6.7). Ceci est dû au fait que le massif rocheux et la fracture restent saturés. On peut aussi remarquer que la fracture n'a pas d'effet significatif sur le transport de contaminants. On ne voit pas ici la migration préférentielle de contaminants. Ceci est dû à la position de la fracture. Une fracture traversant le chantier aura plus d'effet.

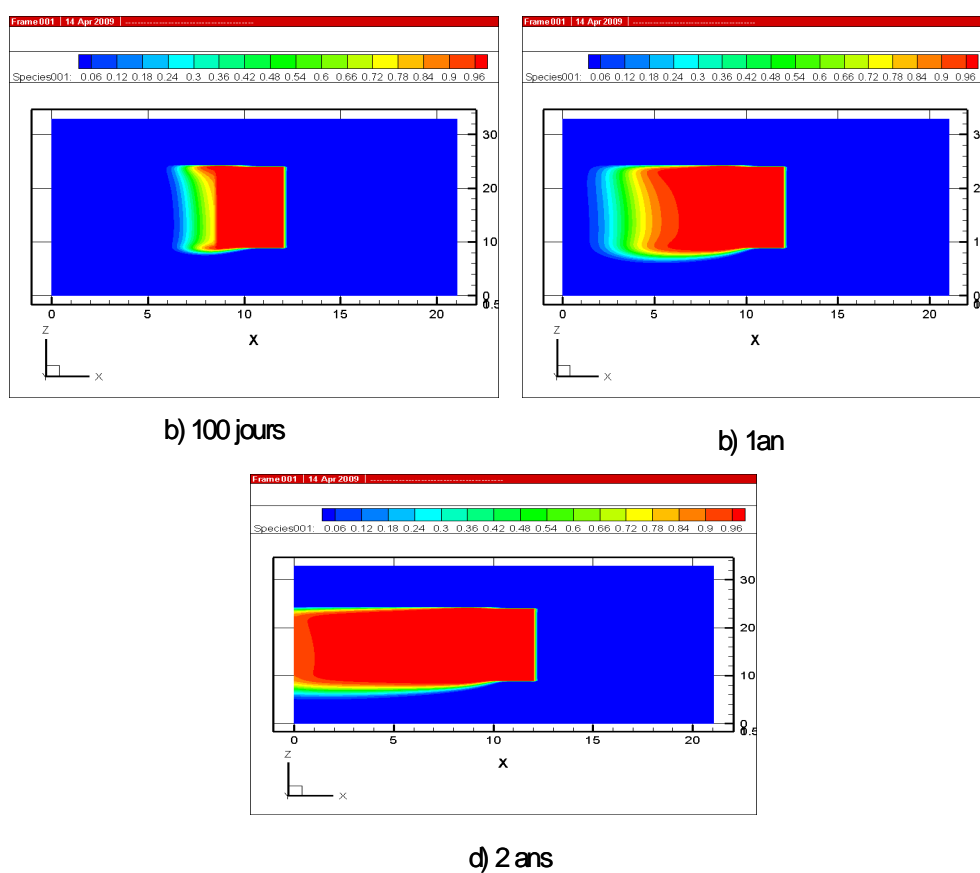


Figure 6.17 Résultats des isocontours des concentrations en fonction du temps, chantier remblayé à proximité d'une fracture, écoulement non saturé.



Une comparaison des concentrations au point ( $x = 5$  m,  $z = 20$  m) pour les cas d'un écoulement saturé et non saturé est montrée sur la figure 6.18. Cette figure montre qu'on obtient la même allure de la variation de la concentration en fonction du temps. Les valeurs sont un peu plus faibles pour le cas non saturé. Ceci s'explique par le fait que le point d'observation est situé dans le roc et ce dernier reste à un degré de saturation élevé pour le cas d'un écoulement saturé et non saturé.

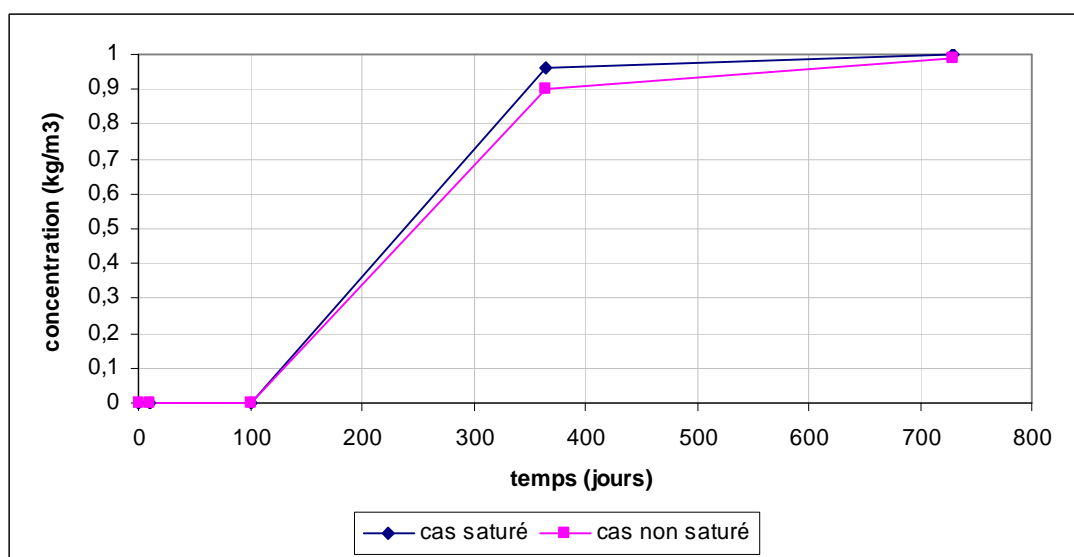


Figure 6.18 Comparaison des concentrations en fonction du temps au point ( $x = 5$  m,  $z = 20$  m), chantier remblayé à proximité d'une fracture.

### 6.3 Chantier remblayé à proximité d'un réseau de fractures

Dans ces simulations, un réseau de fractures orthogonales a été ajouté dans le massif rocheux fracturé. Les fractures verticales sont situées aux abscisses  $x = 2$  m, 4 m, 6 m, 8 m, 10 m, 12 m, 14 m, 16 m, 18 m et 20 m, alors que les fractures horizontales sont situées aux élévations  $z = 3$  m, 6 m, 9 m, 12 m, 15 m, 18 m, 21 m, 24 m, 26 m, 28 m, 30 m et 32 m. Toutes les fractures ont une ouverture de 0.3 mm.

La structure du modèle obtenue avec le réseau des fractures est présentée sur la figure 6.19. Deux cas sont analysés : un premier cas sous des conditions d'un écoulement saturé et un deuxième cas sous des conditions non saturées.

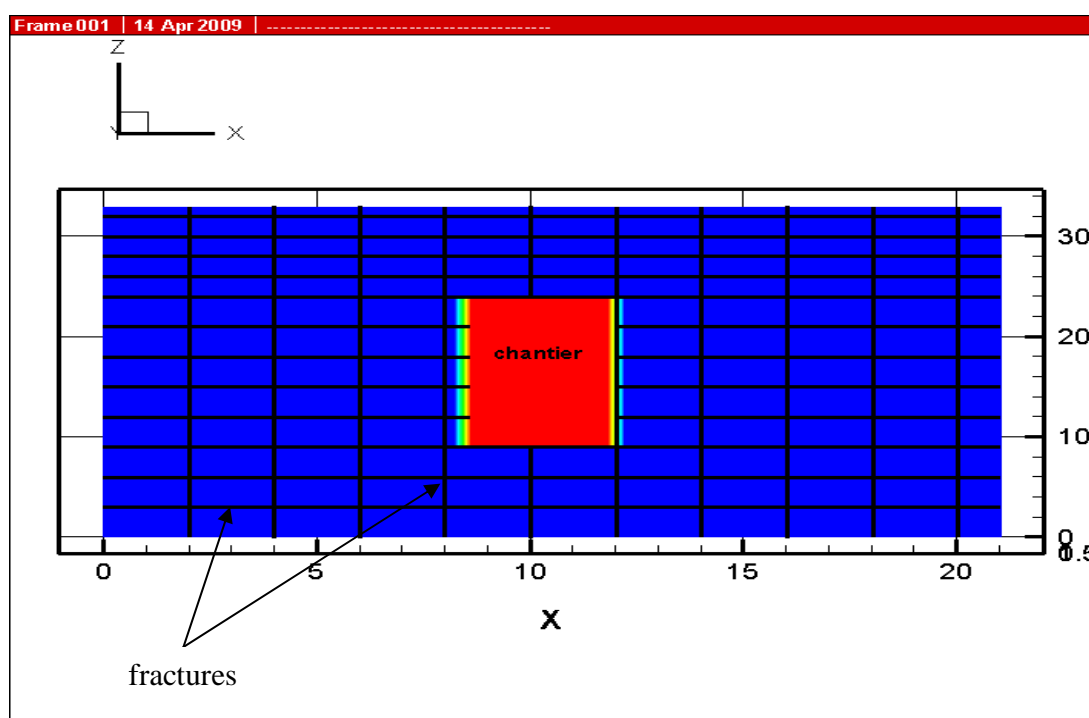


Figure 6.19 Structure du modèle du chantier souterrain à proximité d'un réseau de fractures orthogonales.

### 6.3.1 Cas d'un écoulement saturé

Pour l'écoulement saturé, une charge hydraulique de 10 m a été fixée initialement partout sur le domaine. Comme conditions aux limites, des charges hydrauliques de 10 m et 12 m ont été imposées respectivement aux frontières gauche et droite. Une charge décroissante entre 12 m et 10 m a été imposée à la base pour x variant entre 21 m et 0 m. Le modèle comprend 35192 nœuds et 17325 éléments pour le milieu poreux (massif rocheux et remblai, et 35192 nœuds et 2767 éléments pour les fractures orthogonales.

Les isocontours de charge hydraulique au temps  $t = 1$  an sont montrés sur la figure 6.20. Cette figure montre que les fractures horizontales ont un effet plus significatif sur la répartition des charges hydrauliques que les fractures verticales. On peut aussi noter que ce sont les fractures horizontales qui traversent le chantier qui ont plus d'effet que les fractures qui sont en-dessous ou au-dessus du chantier. Les vecteurs vitesses (non montrés ici) sont orientés vers les fractures qui traversent le chantier. La norme de ces vecteurs est plus importante à l'endroit de ces fractures qu'ailleurs dans le modèle.

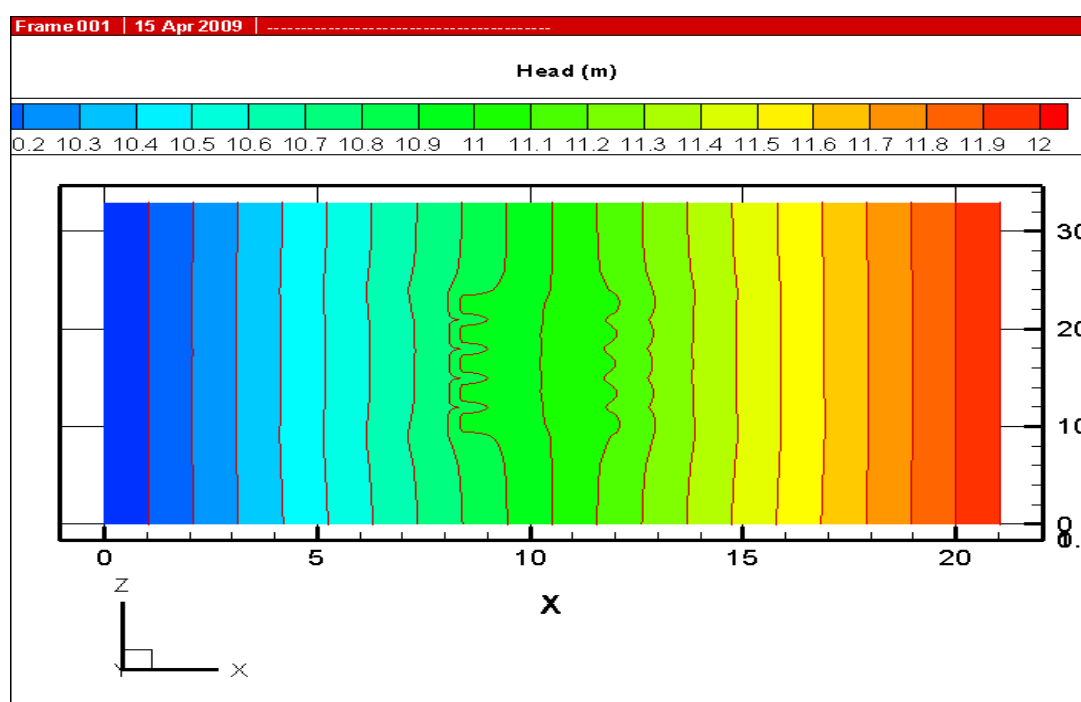
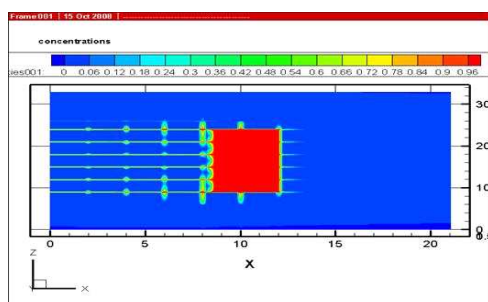
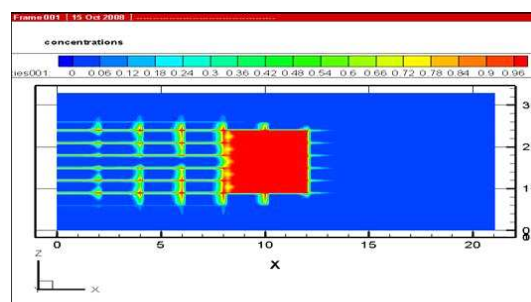


Figure 6.20 Isocontours de charges hydrauliques au temps  $t = 1$  an, chantier remblayé à proximité d'un réseau de fractures orthogonales, cas d'un écoulement saturé.

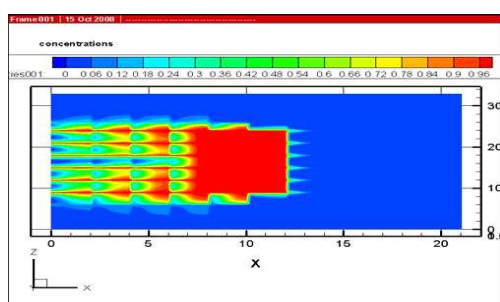
L'évolution des isocontours de concentrations en fonction du temps est montrée sur la figure 6.21. Cette figure montre une migration importante de contaminants à travers les fractures orthogonales. Les contaminants peuvent migrer plus rapidement à travers les fractures. On peut aussi noter l'interconnexion entre les fractures horizontales et les fractures verticales. Vu la grande conductivité hydraulique des fractures, les contaminants migrent par advection et le front de contamination atteint des distances élevées. Au bout de 2 ans, tout le front de contamination a atteint la frontière gauche du modèle. On peut remarquer aussi une migration de contaminants en profondeur vers la base (qui est perméable).



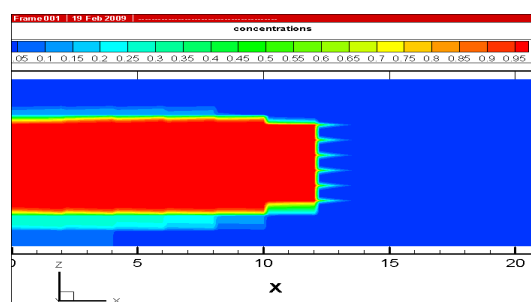
a) 1 jour



b) 10 jours



c) 100 jours



d) 2 ans

Figure 6.21 Isocontours de concentrations en fonction du temps, chantier remblayé à proximité d'un réseau de fractures orthogonales, cas d'un écoulement saturé.

La variation de la concentration en fonction du temps au point ( $x = 5 \text{ m}$ ,  $z = 20 \text{ m}$ ) est montrée sur la figure 6.22. Cette figure montre une augmentation rapide de la concentration en fonction du temps. On atteint une concentration de  $0.70 \text{ kg/m}^3$  après environ 100 jours. Pour des temps supérieurs à 1 an, la concentration est égale à  $1 \text{ kg/m}^3$  (valeur maximale). Ainsi, l'ajout de fractures orthogonales a augmenté la concentration de contaminants en ce point d'observation.

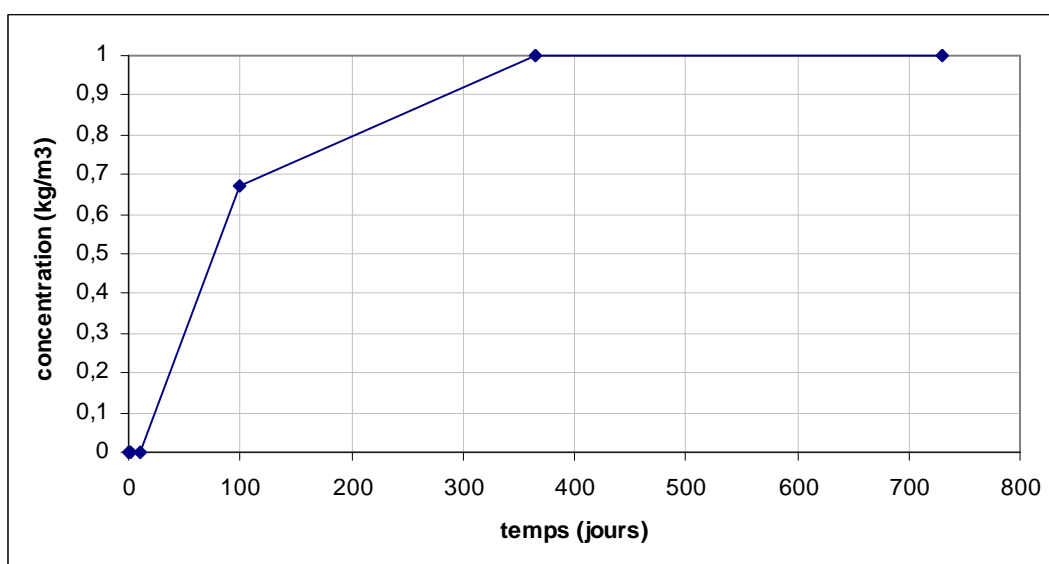


Figure 6.22 Variation de la concentration en fonction du temps au point ( $x = 5 \text{ m}$ ,  $z = 20 \text{ m}$ ); chantier remblayé à proximité d'un réseau de fractures orthogonales, cas d'un écoulement saturé.

### 6.3.2 Cas d'un écoulement non saturé

Ici, une charge hydraulique de 0 m a été imposée initialement à la base du modèle, soit à l'élévation  $z = 0 \text{ m}$ . Des charges hydrauliques de 0 m et 2 m ont été appliquées respectivement aux frontières gauche et droite. Tous les autres paramètres restent les mêmes que ceux pour le cas d'un écoulement saturé.

L'évolution des isocontours de charges hydrauliques en fonction du temps est montrée sur la figure 6.23. Cette figure montre l'effet des fractures sur la distribution des charges. Les fractures horizontales ont un effet plus significatif que les fractures verticales vu que l'écoulement de l'eau est principalement horizontal.

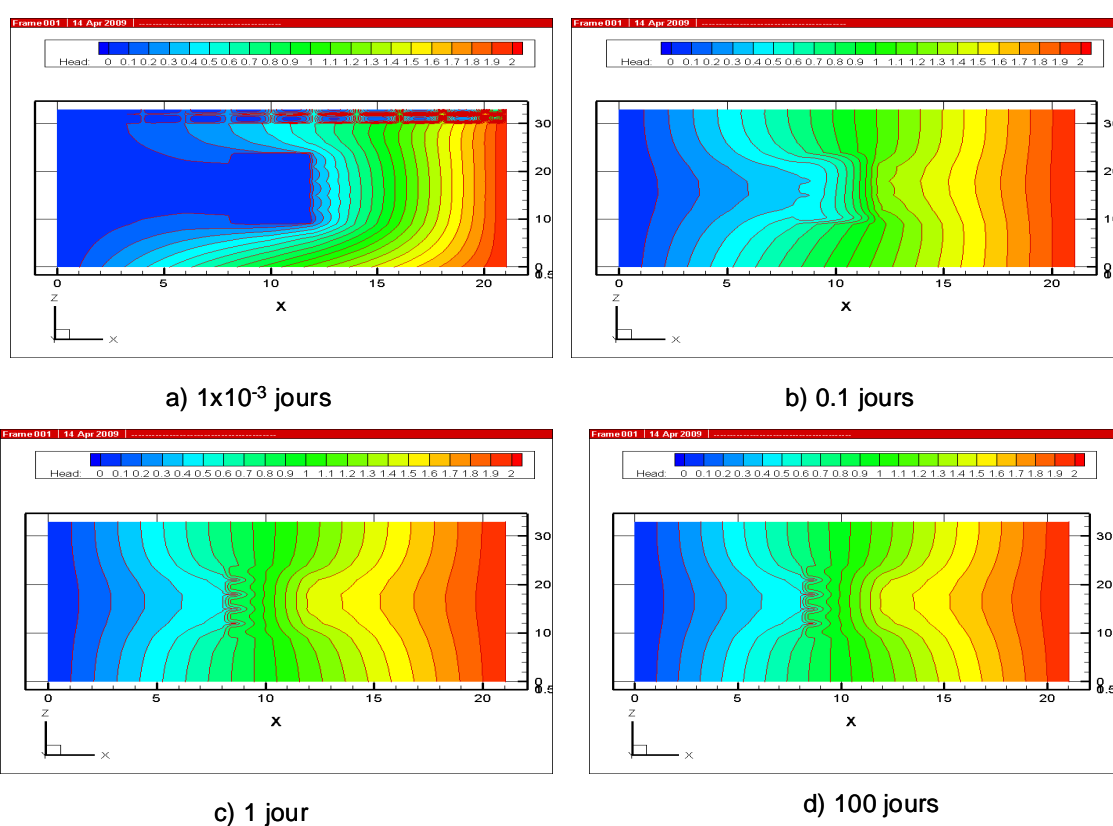


Figure 6.23 Isocontours de charges hydrauliques en fonction du temps, chantier remblayé à proximité d'un réseau de fractures orthogonales, cas d'un écoulement non saturé.

Il y a une dissipation des charges hydrauliques en fonction du temps et une augmentation de droite à gauche dans le sens du gradient régional.

Comme s'était le cas pour un chantier à proximité d'une seule fracture (figure 6.15) et pour un temps de 1 jour, on retrouve la même répartition des charges que pour le cas d'un écoulement saturé. Pour un temps  $\geq 1$  jour, il n'y a plus de variation des charges à cause de la présence des fractures orthogonales et on tend vers l'état d'équilibre.

Les variations de la pression et du degré de saturation en fonction de la distance et du temps le long d'une ligne horizontale passant par  $z = 20$  m sont montrées sur les figures 6.24 et 6.25. La figure 6.24 montre une augmentation initiale de la pression en fonction de la distance et du temps. Pour  $t \geq 1$  jour, il n'y a plus de variation des pressions, on atteint un état d'équilibre hydrostatique. Ceci est dû à l'effet des fractures orthogonales qui accélèrent l'écoulement ce qui limite la variation de la pression dans le roc. La figure 6.25 montre une très faible variation des degrés de saturation. Les remblais restent à un degré de saturation faible autour de 0.5, alors que le massif rocheux reste saturé.

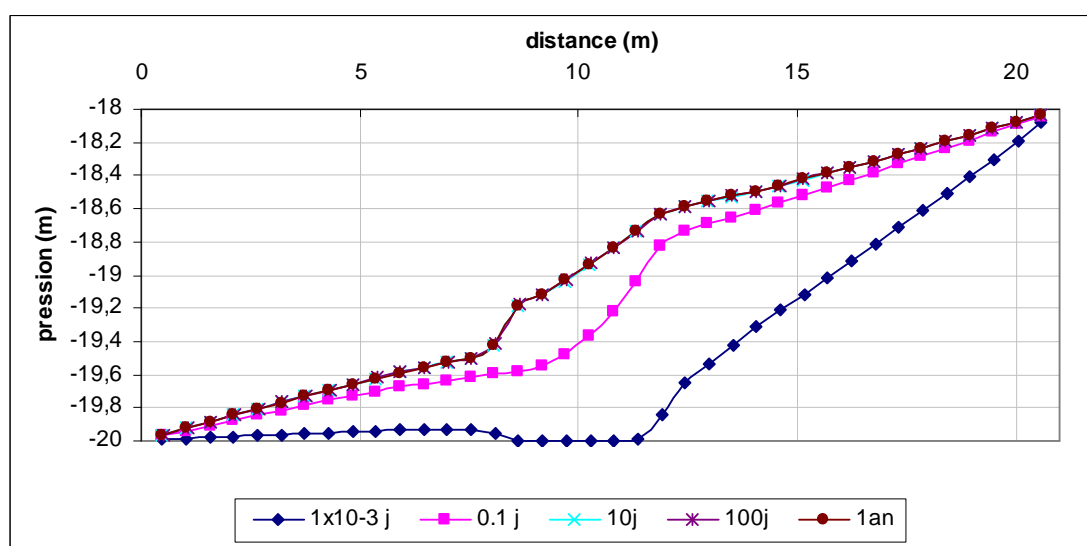


Figure 6.24 Variation de la pression le long d'une ligne horizontale passant par  $z = 20$  m; chantier remblayé à proximité d'un réseau de fractures orthogonales, cas d'un écoulement non saturé.

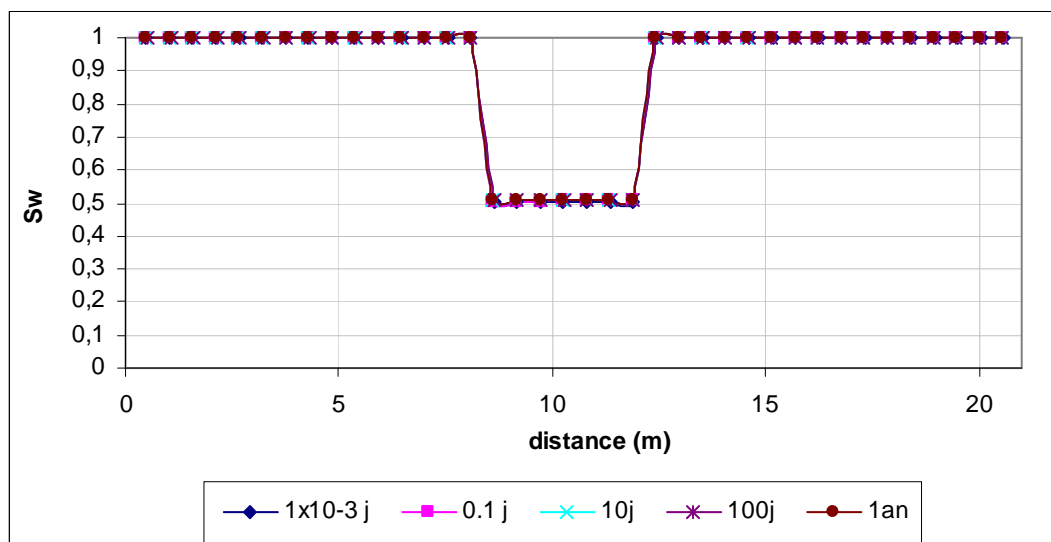


Figure 6.25 Variation du degré de saturation le long d'une ligne horizontale passant par  $z = 20$  m; chantier remblayé à proximité d'un réseau de fractures, cas d'un écoulement non saturé.

L'évolution des isocontours de concentration en contaminants en fonction du temps est montrée sur la figure 6.26. Cette figure montre une migration préférentielle des contaminants à travers le réseau de fractures orthogonales. Comme pour le cas d'un écoulement saturé, il y a une migration dans le sens du gradient régional. Toutefois, la migration est moins importante ici vu que certaines fractures sont à un degré de saturation inférieur à 100 %. À nouveau, ce sont les fractures horizontales qui participent le plus au transport de contaminants.



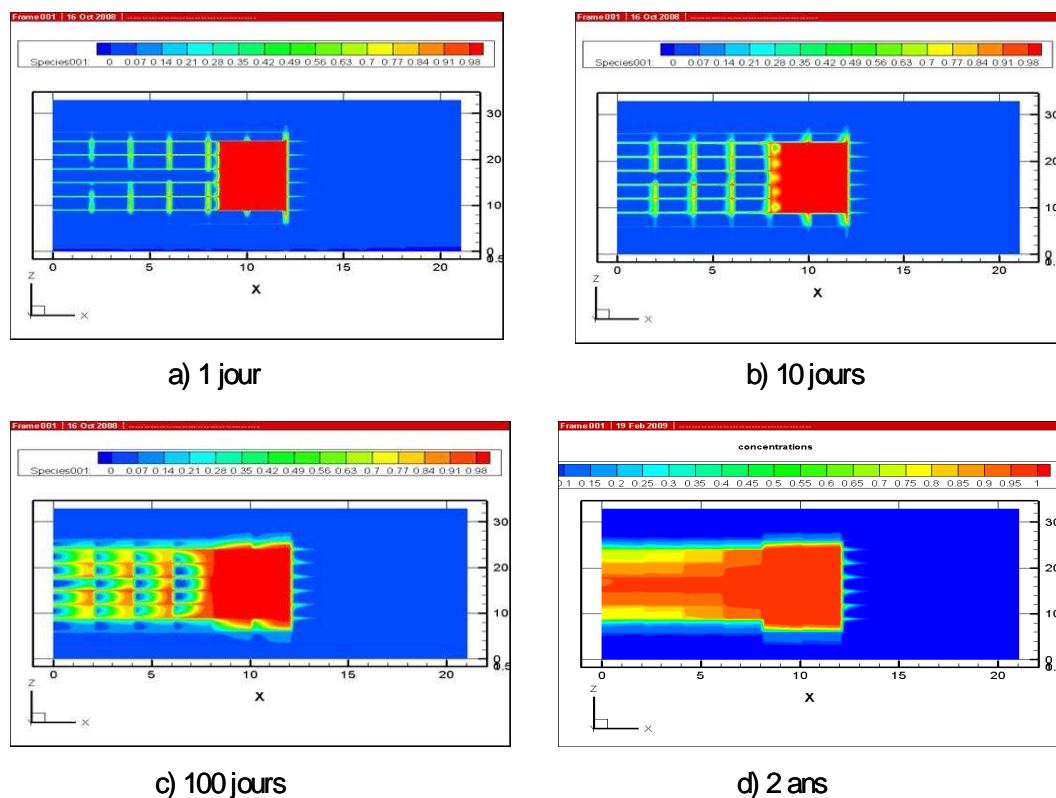


Figure 6.26 Isocontours de concentrations en fonction du temps, chantier remblayé à proximité d'un réseau de fractures orthogonales, cas d'un écoulement non saturé.

Une comparaison des concentrations au point ( $x = 5$  m,  $z = 20$  m) pour les écoulements saturé et non saturé est montrée sur la figure 6.27. Cette figure montre que sous les conditions d'un écoulement non saturé, les concentrations sont plus faibles en ce point d'observation que pour le cas saturé. Ceci s'explique par le fait qu'en conditions saturées, la migration de contaminants par advection est plus importante qu'en conditions non saturées.

Ainsi, pour un chantier souterrain à proximité d'un réseau de fractures orthogonales, le risque de contamination en ce point d'observation sera plus élevé après la fermeture de la mine (cas de conditions saturés, après ennoiment de la mine) que pendant l'opération de la mine (cas de conditions non saturées, de drainage).

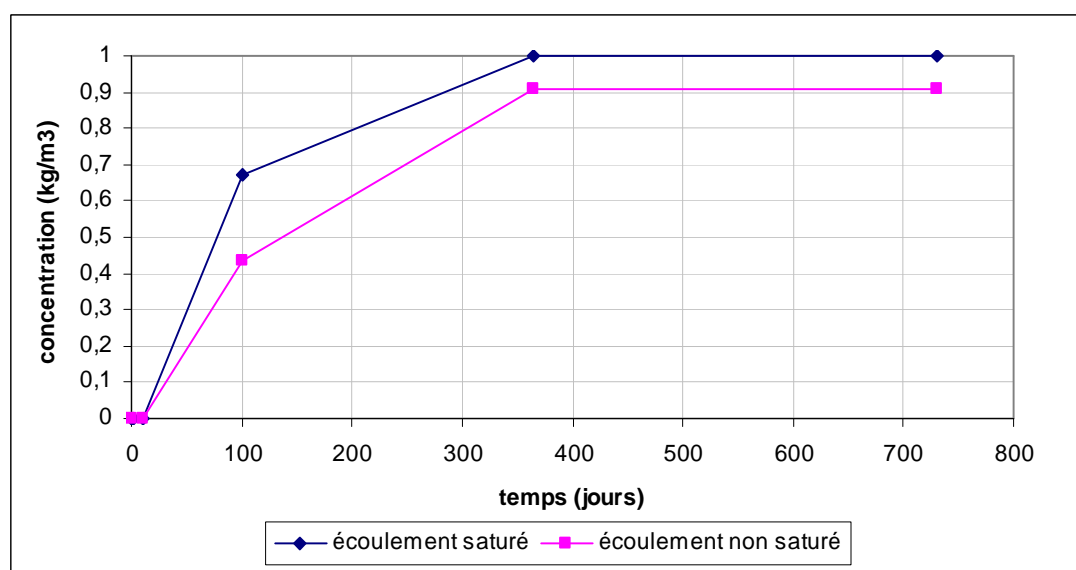


Figure 6.27 Comparaison des concentrations en fonction du temps au point ( $x = 5$  m,  $z = 20$  m), chantier remblayé à proximité d'un réseau de fractures.

#### 6.4 Couplage hydromécanique indirect

La deuxième partie de ce chapitre concerne le développement et l'application d'une méthode de couplage hydromécanique indirect entre les aspects mécaniques et hydrauliques. Pour cela, nous avons utilisé deux codes : HydroGeosphere (Therrien et al., 2005) et Phase<sup>2</sup> (Rocscience, v. 7.0). Le but visé est d'étudier l'effet des contraintes et de la pression d'eau sur les caractéristiques de l'écoulement dans les fractures.

En premier lieu, une étude du comportement mécanique du joint à l'aide du code Phase<sup>2</sup> a été réalisée. En deuxième lieu, une application a été faite sur le cas du chantier souterrain à proximité d'une fracture horizontale. La section 6.5 présentera le cas avec un réseau de fractures orthogonales.

#### 6.4.1 Méthodologie de couplage indirect

La méthodologie de couplage indirect utilisée ici a été inspirée de celle développée par Tremblay (2005) dans ses simulations de couplage entre HydroSphere (ancienne version du code HydroGeosphere), CSDS<sub>w</sub> (Simon et al., 1999) et Phase<sup>2</sup>. La méthode utilisée ici est expliquée sur le diagramme de la figure 6.28. Une première analyse avec HydroGeosphere consiste à déterminer la distribution initiale des charges hydrauliques le long de la fracture d'ouverture initiale constante. Cette première distribution des charges permet de calculer les pressions d'eau s'opposant aux contraintes normales. Une deuxième analyse avec le code Phase<sup>2</sup> permet de déterminer les relations entre la contrainte normale et la distance et entre le déplacement normal et la distance le long de la fracture. Une discrétisation de ces deux relations en fonction de la contrainte normale moyenne (pour la première relation) et du déplacement transversal moyen (pour la deuxième relation) est alors réalisée. La troisième étape consiste à utiliser le modèle CSDS<sub>w</sub> (Simon et al., 1999) pour tenir compte de l'effet de la pression d'eau sur la réponse et le comportement de la fracture. Ce modèle permet de déterminer la variation du déplacement normal en fonction du déplacement longitudinal pour différentes valeurs de la contrainte normale moyenne et en fonction du déplacement longitudinal moyen.

Dans le diagramme de la figure 6.28, la valeur de l'ouverture mécanique obtenue sous l'effet de la pression d'eau se calcule en utilisant la relation suivante :

$$e_m = v - v_{ini} \quad (6.1)$$

avec,  $v$  = déplacement normal correspondant à la contrainte normale effective moyenne et  $v_{ini}$  = déplacement normal initial pour une contrainte normale initiale  $\sigma_{nini}$  avant excavation (pour notre cas,  $\sigma_{nini} = 20$  MPa).

Le nombre des valeurs de l'ouverture mécanique  $e_m$  obtenus le long de la discontinuité dépend du nombre de segments de discrétisation utilisés.

La nouvelle valeur de l'ouverture hydraulique se calcule alors par la relation suivante :

$$e_h = e_0 + e_m \quad (6.2)$$

avec,  $e_0$  = ouverture hydraulique initiale de la fracture.

Les nouvelles valeurs de  $e_h$  sont introduites dans le code HydroGeosphere en discrétisant la fracture en plusieurs segments avec une valeur différente de  $e_h$  pour chaque segment.

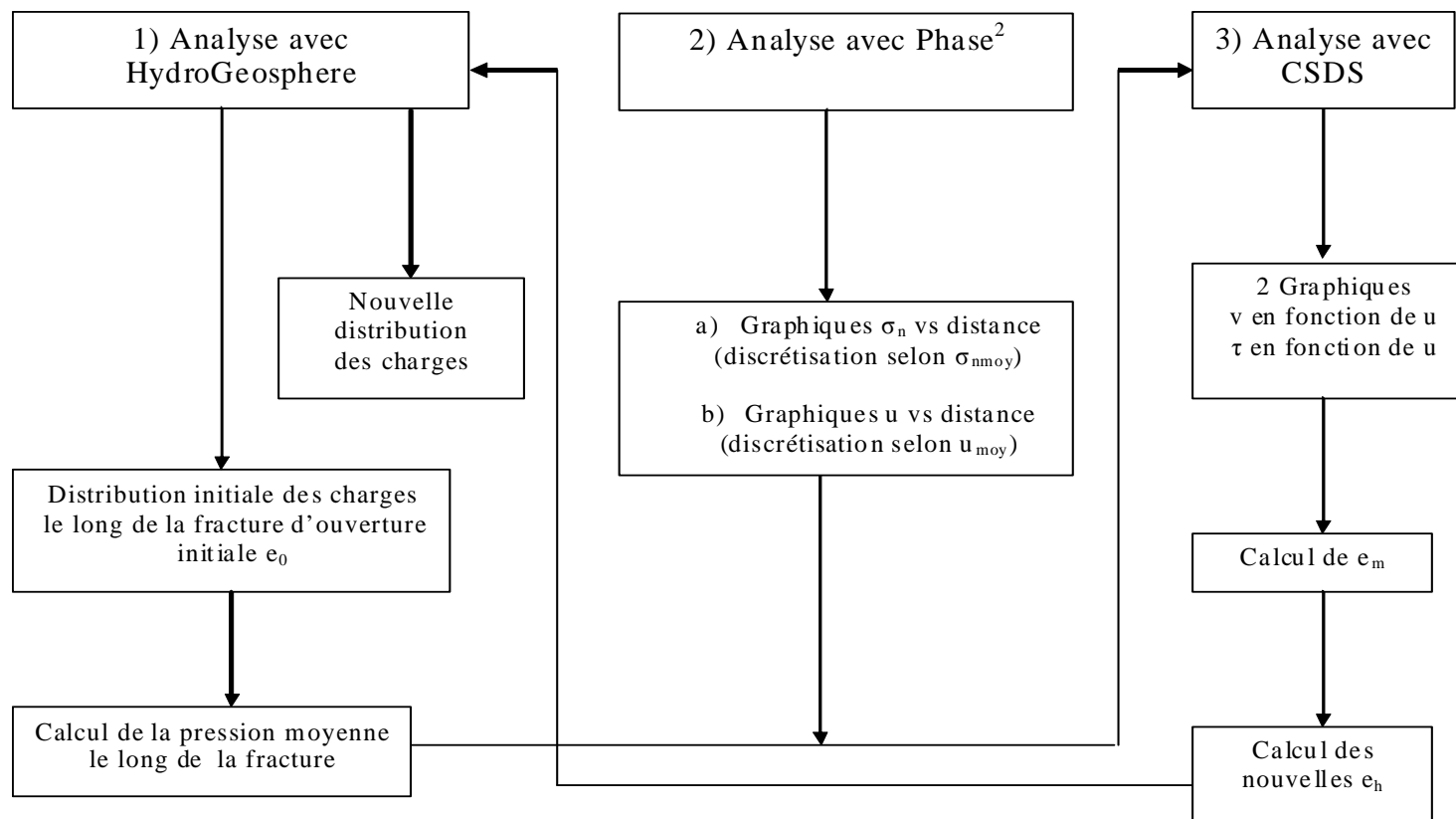


Figure 6.28 Méthodologie du couplage hydromécanique indirect

Dans la suite, trois sections sont présentées. La première section est consacrée à une étude de sensibilité de différents paramètres utilisés dans le modèle CSDS pour évaluer leur effet sur le comportement en cisaillement du joint. La deuxième section est consacrée à une vérification de la loi du comportement mécanique du joint avec le code Phase<sup>2</sup>. La troisième section présente les résultats d'application de la méthodologie de couplage indirect au cas du chantier souterrain à proximité d'une fracture horizontale et un réseau de fractures orthogonales avec le calcul des nouvelles valeurs des ouvertures. Pour toutes les simulations réalisées avec le code Phase<sup>2</sup>, les caractéristiques mécaniques présentées au tableau 6.2 ont été utilisées.

Tableau 6.2 Caractéristiques mécaniques des matériaux.

Paramètre	Roc	Remblais	Fracture
Module Young (MPa)	20 x 10 <sup>3</sup>	300	-
Coefficient de poisson	0.2	0.3	-
Loi de comportement	Hoek et Brown	Mohr-Coulomb	Barton-Bandis
Type de comportement	Élastique linéaire	Élasto -plastique linéaire	Élastique
Rigidité normale (MPa/m)	-	-	1500
Rigidité tangentielle (MPa/m)	-	-	1000

#### 6.4.2 Étude de sensibilité

Les différents paramètres du modèle CSDS peuvent avoir un effet sur le comportement normal et de cisaillement du joint.

.

Dans cette section, les résultats d'une étude sur l'effet des paramètres  $i_0$  (angle),  $K_{ni}$  (rigidité normale initiale) et  $V_m$  (fermeture maximale du joint) sur la relation déplacement normal en fonction du déplacement de cisaillement sont présentés. Pour chaque cas, un paramètre a été varié et les autres sont laissés constants. La contrainte normale a été fixée à 19 MPa et laissée constante. Le tableau 6.3 donne les valeurs des différents paramètres utilisés pour les diverses simulations avec le modèle CSDS (Simon et al., 1999).

Tableau 6.3 Différents paramètres mécaniques du joint pour étude de sensibilité avec CSDS

$i_0$ (degré)	$S_0$ (MPa)	$\Phi_b$ (degré)	$\Phi_r$ (degré)	$\Phi_0$ (degré)	$\sigma_T$ (MPa)	$u_p$ (mm)	$u_r$ (mm)	$k_{ni}$ (MPa/mm)	$V_m$ (mm)
8, 12 et 14	10	39	42	30	170	3.5	30	-5	0.3
12	10	39	42	30	170	3.5	30	-5, -50, et -150	0.3
12	10	39	42	30	170	3.5	30	-5	0.3, 0.6 et 0.9

$i_0$ ,  $\Phi_b$ ,  $\Phi_r$  et  $\Phi_0$  sont respectivement l'angle des aspérités de la fracture, angle de friction de base, angle de friction résiduelle et angle de la roche intacte.

$S_0$  = cohésion,  $\sigma_T$  = contrainte de transition du comportement fragile-ductile.

$u_p$  et  $u_r$  sont respectivement les déplacements au pic et résiduel.

$k_{ni}$  = rigidité normale initiale.

$V_m$  = fermeture maximale du joint.

Les courbes obtenues pour le déplacement normal en fonction du déplacement de cisaillement sont montrées sur les figures 6.29, 6.30 et 6.31, respectivement pour illustrer l'effet des paramètres  $i_0$ ,  $K_{ni}$  et  $V_m$ . Ces courbes montrent que ces paramètres ont un effet important sur le comportement du joint.

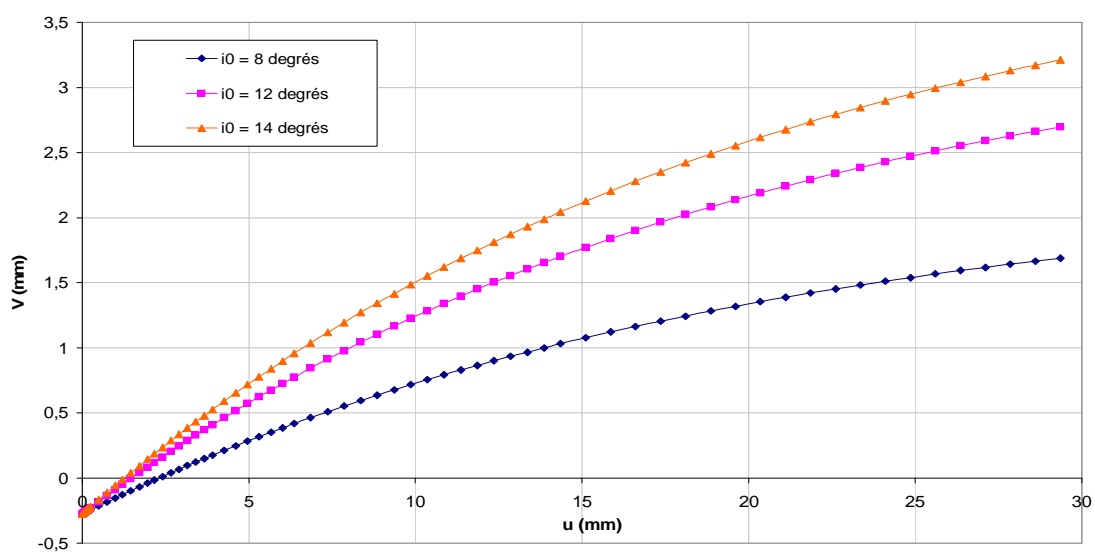


Figure 6.29 Effet du paramètre  $i_0$  (en degrés) sur la relation déplacement normal – déplacement de cisaillement dans CSDS.



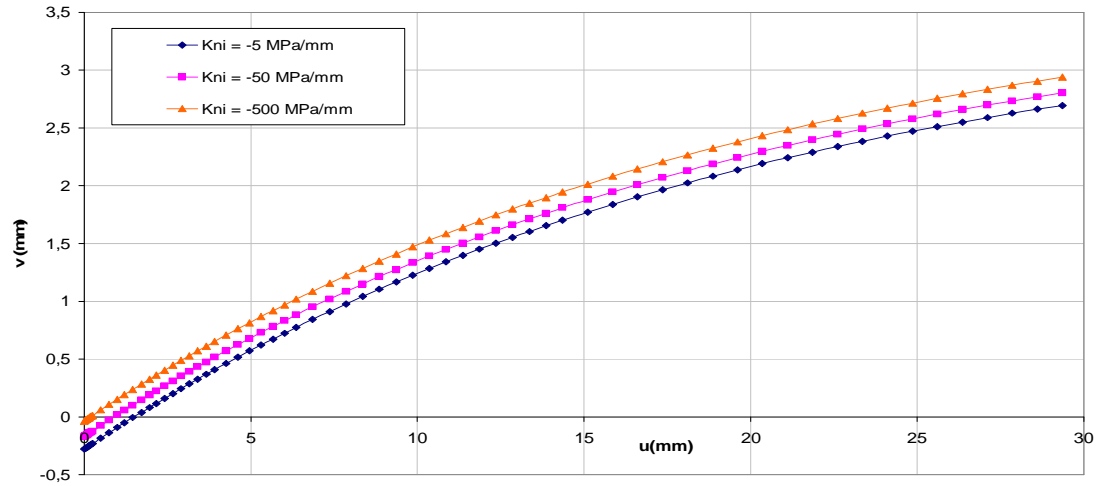


Figure 6.30 Effet du paramètre  $K_{ni}$  (en MPa/mm) sur la relation déplacement normal – déplacement de cisaillement dans CSDS.

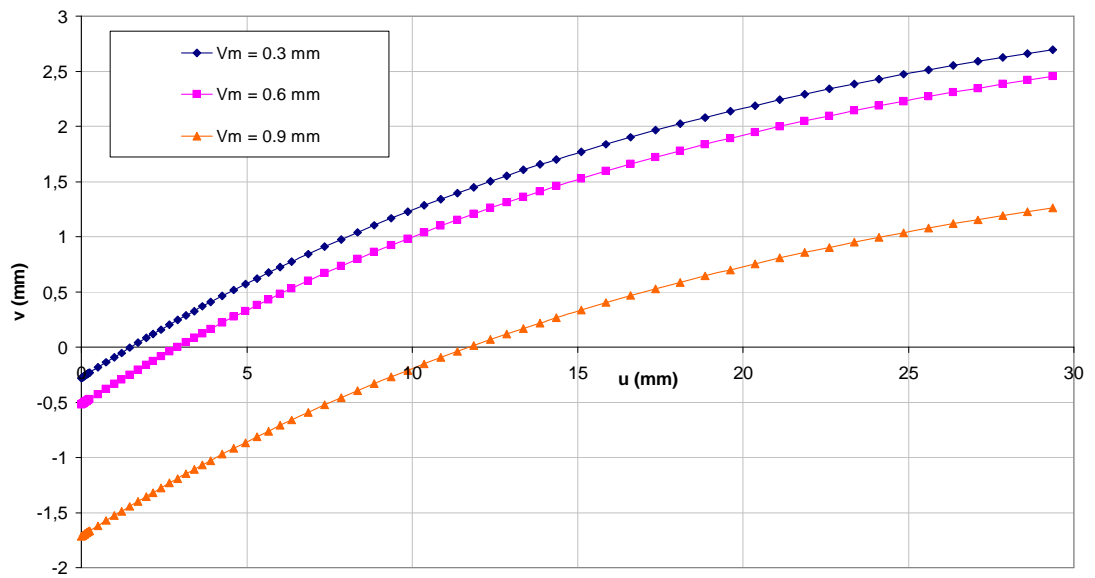


Figure 6.31 Effet du paramètre  $V_m$  (en mm) sur la relation déplacement normal – déplacement de cisaillement dans CSDS.

La figure 6.29 montre que lorsque l'angle  $i_0$  augmente, la courbe du déplacement normal en fonction du déplacement de cisaillement est déplacée vers le haut, ce qui correspond à une augmentation du déplacement normal en fonction du déplacement de cisaillement. Pour une même valeur du déplacement de cisaillement, le déplacement normal augmente si  $i_0$  augmente. Une augmentation du déplacement normal induit une augmentation de l'ouverture.

La figure 6.30 montre que la valeur de la rigidité normale initiale  $K_{ni}$  influence relativement peu la relation entre le déplacement normal et le déplacement de cisaillement. En effet, pour une augmentation de  $K_{ni}$  de deux ordres de grandeur, le déplacement normal augmente très peu pour un même déplacement au cisaillement. Ceci implique que  $K_{ni}$  affecte peu le comportement du joint. Une valeur de  $K_{ni}$  de  $-5$  MPa/mm sera considérée pour la suite des simulations mécaniques avec Phase<sup>2</sup>. Cette valeur peut se retrouver aussi à l'aide de la relation de Bandis et al. (1983) définie plus loin.

La figure 6.31 montre une influence de la fermeture maximale de la fracture sur son comportement mécanique. On voit que plus la valeur de  $V_m$  est élevée, moins le déplacement normal sera important pour une même valeur du déplacement de cisaillement. Par exemple, une augmentation de  $V_m$  d'un ordre de grandeur fait diminuer le déplacement normal de 1.4 mm. Une valeur de  $V_m$  égale à 3 mm sera considérée pour les simulations futures. Cette valeur est celle imposée par les essais hydromécaniques de Olsson (1998).

#### 6.4.3 Évaluation des lois de comportement mécanique dans Phase<sup>2</sup>

Afin d'évaluer la réponse de la loi de comportement normal et en cisaillement de la fracture, utilisées par le code Phase<sup>2</sup>, un modèle de 20 cm par 20 cm avec une fracture horizontale située à mi-hauteur a été simulé.

La structure du premier modèle est représentée sur la figure 6.33. Les frontières verticales du modèle se déplacent librement en hauteur alors que la frontière à la base se déplace librement en x. Une contrainte verticale de 2 MPa a été appliquée initialement puis augmentée à des valeurs de 10, 20, 100, 150 et 170 MPa sur six étapes de simulation. Les paramètres mécaniques suivants (modèle de Barton et al., Barton 1973) ont été utilisés pour cette évaluation du comportement du joint:

$JRC = 10$ ,  $\sigma_T = 170 \text{ MPa}$ ,  $\phi_r = 30 \text{ degré}$ ,  $K_s = 1000 \text{ MPa/m}$  et  $K_n = 1500 \text{ MPa/m}$ .

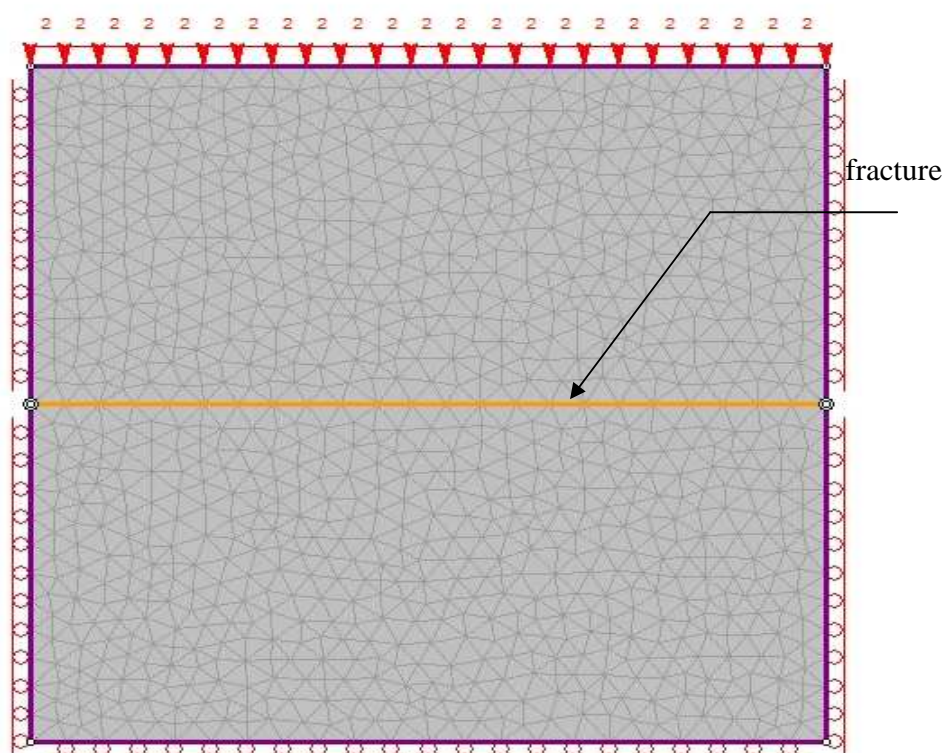


Figure 6.33 Structure du premier modèle construit avec Phase<sup>2</sup> pour évaluer les lois de comportement mécanique du joint soumis à une contrainte normale.

La variation du déplacement normal en fonction de la contrainte normale a d'abord été déterminée. Le résultat est montré sur la figure 6.34.

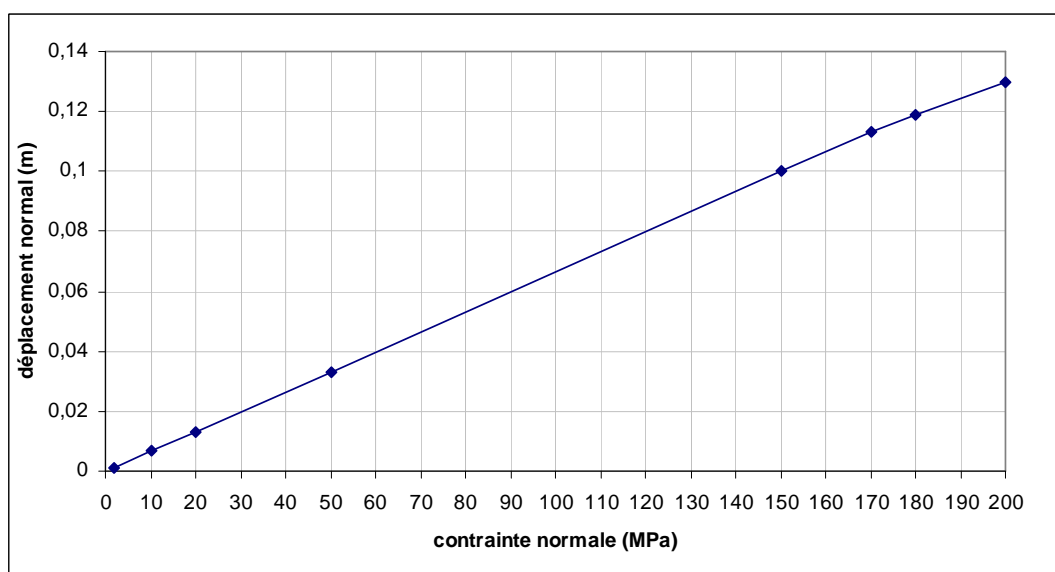
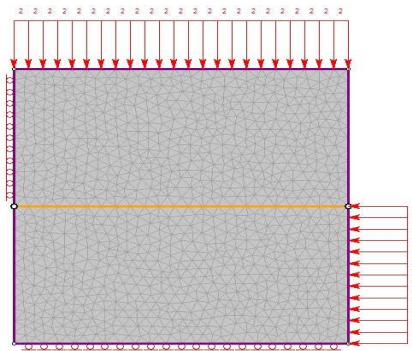


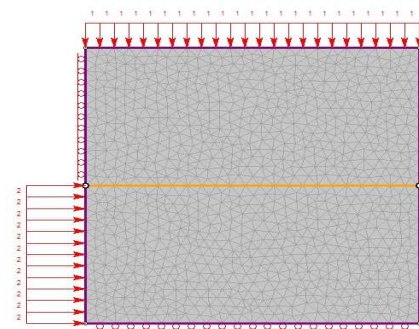
Figure 6.34 Courbe déplacement normal – contrainte normale pour le joint (modèle de la figure 6.33).

La figure 6.34 montre qu'on obtient une variation linéaire du déplacement normal en fonction de la contrainte normale. La droite obtenue a une pente d'une valeur égale à la rigidité normale du joint (1500 MPa/m). Ainsi, lorsque la contrainte normale augmente, le déplacement normal du joint augmente aussi. Notons que la variation reste linéaire pour des valeurs élevées de la contrainte normale qui approchent puis dépassent la résistance en compression du joint ( $JCS = \sigma_T$ ). On peut conclure que la modèle Phase<sup>2</sup> utilise une loi de comportement normal élastique linéaire pour la fracture, avec une pente égale à sa rigidité normale.

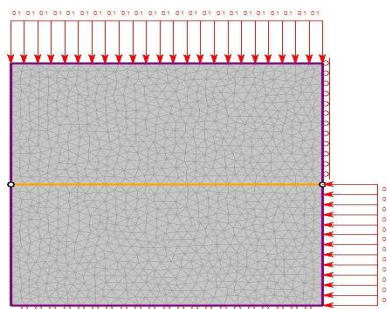
Afin d'évaluer la réponse en cisaillement du joint, trois scénarios ont été considérés en fonction des contraintes appliquées et du déplacement imposé aux frontières du modèle. Les trois structures simulées sont présentées sur la figure 6.35.



Modèle 1



Modèle 2



Modèle 3

Figure 6.35 Structure des modèles pour évaluer le comportement en cisaillement du joint.

Pour le modèle 1, une charge de 2 MPa a été appliquée verticalement. Une charge de 2 MPa a été appliquée horizontalement du côté droit en dessous du joint puis elle a été augmentée à des valeurs de 3, 4, 4.65, 4.655, 4.66 et 4.7 MPa. Pour le modèle 2, une charge de 1 MPa a été appliquée verticalement. Une charge horizontale de 2 MPa a été appliquée du côté gauche du modèle en dessous du joint puis elle a été augmentée à des valeurs de 2.5, 2.6, 2.65 et 2.7 MPa. Pour le modèle 3, une charge verticale de 0.1 MPa a été appliquée verticalement. Une charge horizontale de 0.1 MPa a été appliquée en dessous du joint du côté droit puis elle a été augmentée à des valeurs de 0.2, 0.38, 0.383 et 0.39 MPa.

Les variations obtenues de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement de cisaillement pour les trois modèles 1, 2 et 3 sont montrées sur la figure 6.36. Cette figure montre qu'on obtient la même variation de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement de cisaillement le long du joint pour les trois modèles analysés. Cette figure montre une augmentation linéaire de la contrainte de cisaillement lorsque le déplacement de cisaillement augmente jusqu'à atteindre une valeur au pic ( $\tau_p$ ), puis la contrainte de cisaillement reste constante à  $\tau_p$ . Ceci reflète un comportement élastoplastique du joint.

Pour fin de vérification, les contraintes de cisaillement au pic ont été aussi calculées par l'équation de Barton-Bandis donnée par la relation suivante :

$$\tau_p = \sigma_n \tan [JRC \cdot \log (JCS/\sigma_n) + \phi_r] \quad (6.3)$$

Les valeurs au pic (en symboles sans ombre sur les courbes de la figure 6.36) ont été comparées à celles calculées par Phase<sup>2</sup>. Les valeurs au pic ( $\tau_p$ ) calculées par Phase<sup>2</sup> sont les mêmes que celles prédites par la relation de Barton-Bandis, ce qui permet de conclure que le code utilise correctement le critère de Barton-Bandis pour décrire le comportement d'un joint en cisaillement.

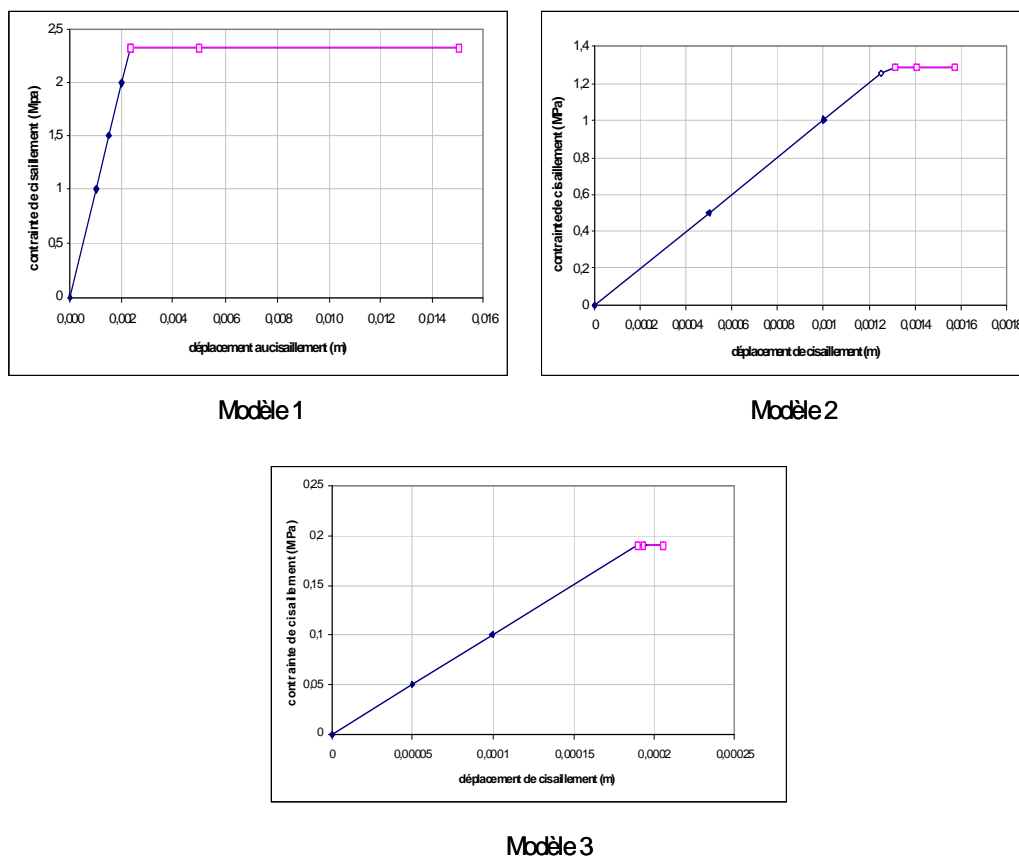


Figure 6.36 Courbes contrainte de cisaillement - déplacement de cisaillement du joint pour les trois modèles 1, 2 et 3 (modèles de la figure 6.35).

Après avoir analysé le type de comportement normal et en cisaillement du joint à l'aide du code Phase<sup>2</sup>, le cas du chantier souterrain à proximité d'une fracture horizontale a été simulé. Ceci est discuté à la section suivante.

#### 6.4.4 Application au cas d'un chantier à proximité d'une fracture horizontale

La structure du modèle du chantier remblayé à proximité d'une fracture horizontale est représentée sur la figure 6.37. Les dimensions du modèle sont 100 m en x (x variant entre -50 m et + 50 m) et 100 m en y (y variant entre - 50 m et + 50 m). Le chantier remblayé a une largeur de 7 m (x entre - 3.5 et + 3.5 m) et une profondeur de 21 m (y entre - 10.5 m et + 10.5 m). La fracture est située à  $y = 12$  m, soit à 1.5 m du haut du chantier. Quatre étapes ont été réalisées dans la simulation avec Phase<sup>2</sup> selon l'ordre suivant :

1. Attribuer les propriétés du roc seul,
2. Ajouter la fracture avec ses propriétés,
3. Réaliser l'excavation à l'endroit du chantier vertical,
4. Remblayage et attribution des propriétés du remblai au chantier.

Les déplacements des frontières du modèle sont fixés horizontalement et verticalement. Un maillage avec des éléments triangulaires à trois nœuds a été utilisé. 120 nœuds ont été utilisés sur les frontières du modèle avec une augmentation d'un facteur de 0.1. Un raffinement de la taille des éléments proches du chantier et le long de la discontinuité a été réalisé. La contrainte verticale in situ ( $\sigma_1$ ) imposée dans ce problème est de 20 MPa et la contrainte naturelle horizontale ( $\sigma_3$ ) est de 40 MPa. Le massif rocheux a un module de déformation  $E_m$  de 20 GPa, un coefficient de Poisson  $\nu$  de 0.2, une résistance en compression uniaxiale de 170 MPa et un poids volumique de 27 kN/m<sup>3</sup>.



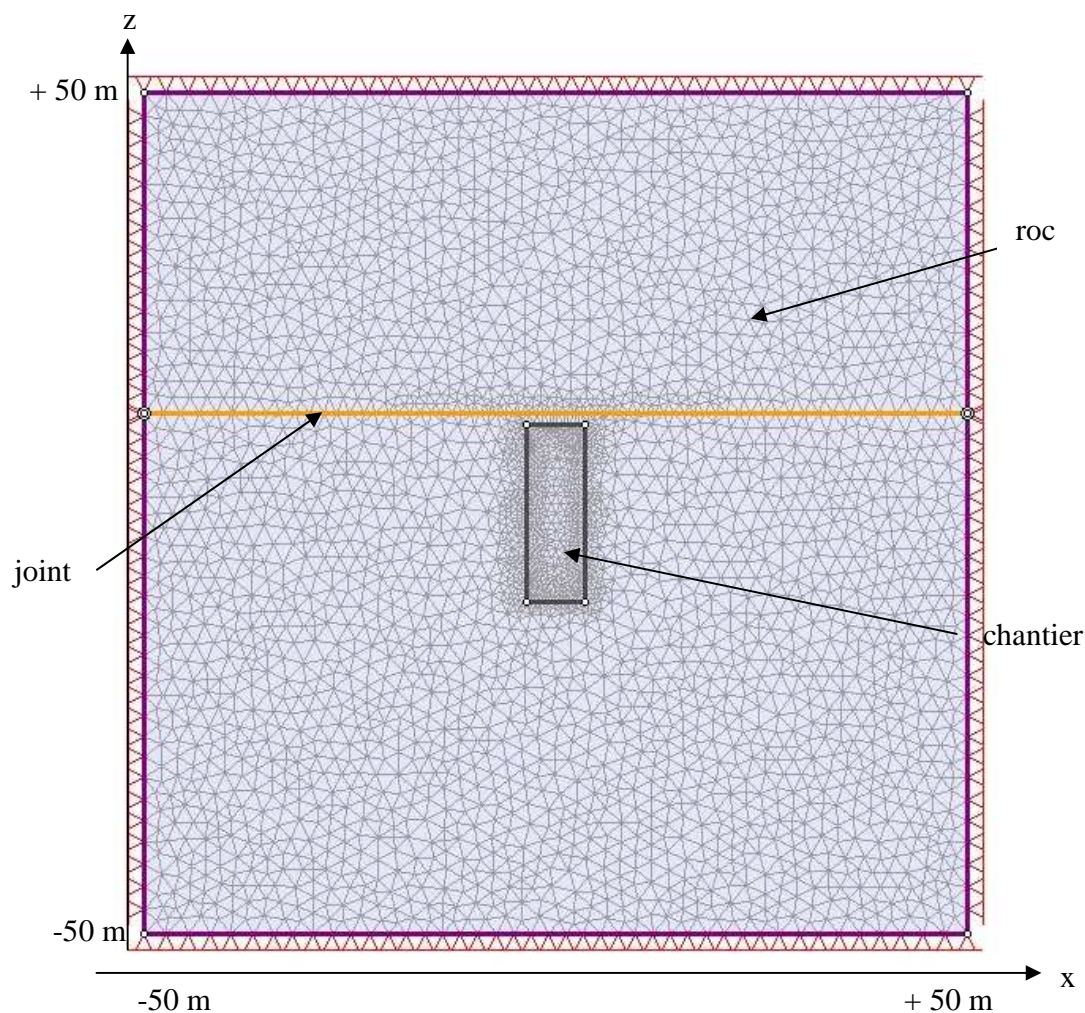


Figure 6.37 Structure du modèle du chantier remblayé à proximité d'une fracture horizontale (simulation avec Phase<sup>2</sup>).

Le roc a une conductivité hydraulique à saturation de  $10^{-8}$  m/s et une porosité de 2 %. Le remblai a une conductivité hydraulique à saturation de  $10^{-5}$  m/s (Godbout et al., 2004), une porosité de 40 % et un poids volumique de  $18 \text{ kN/m}^3$  (Ouellet et al. 2004). La discontinuité a une ouverture initiale,  $e_0$ , de 0.3 mm. Les valeurs des paramètres de la discontinuité, présentées au tableau 6.4, proviennent des paramètres moyens déterminés selon les essais de laboratoire (à rigidité normale constante) de Olsson (1998).

La valeur de la rigidité normale initiale est calculée par la relation de Bandis et al. (1983) suivante :

$$K_{ni} = 0.02 (S_0/e_0) - 7 \quad (6.4)$$

où  $S_0$  est la cohésion et  $e_0$  est l'ouverture initiale du joint.

La contrainte normale varie en fonction des résultats tirés des analyses de Phase<sup>2</sup>.

Une première simulation hydraulique avec le code HydroGeosphere a été réalisée afin de déterminer la valeur moyenne de la pression le long de la fracture pour le modèle de la figure 6.37. Pour cette simulation, le niveau de la nappe a été fixé initialement à la hauteur  $z = 45$  m, donc à 5 m du haut du modèle.

Tableau 6.4 Propriétés mécaniques de la fracture dans le modèle CSDS (tirés des essais de Olsson, 1998, selon Tremblay, 2005).

Paramètre	Valeur	Unité
$u_r$	30	mm
$u_p$	3.5	mm
$\sigma_T (= JCS)$	170	MPa
$V_m$	3	mm
$K_{ni}$	-5	MPa/mm
$i_o$	8	degré
$\varnothing_r$	42	degré
$\varnothing_b$	39	degré
$\varnothing_0$	30	degré
$S_0$	10	MPa
$P_w$	variable	MPa

Pour les conditions d'écoulement saturé, des charges hydrauliques de 45 m et 40 m ont été fixées respectivement aux frontières droite et gauche, ce qui donne un gradient hydraulique horizontal de 0.05. À partir de la distribution des charges hydrauliques le long de la fracture horizontale (voir figure III.1 de l'annexe III), la pression moyenne a été calculée. Cette valeur est de 0.305 MPa. Notons que cette valeur de pression est faible par rapport aux contraintes in situ appliquées.

La simulation mécanique avec le code Phase<sup>2</sup> permet de déterminer les variations de la contrainte normale en fonction de la distance ( $\sigma_n - x$ ) et de la contrainte de cisaillement en fonction de la distance ( $\tau - x$ ) le long du joint à la dernière étape de simulation, c'est-à-dire après remblayage.

Les relations  $\sigma_n - x$  et  $\tau - x$  obtenues pour une pression d'eau nulle sont montrées sur les figures 6.38 et 6.39. Les résultats montrent qu'on obtient un comportement symétrique pour ce qui est de la contrainte normale et antisymétrique pour la contrainte de cisaillement. La figure 6.38 montre une augmentation de la contrainte normale en fonction de la distance puis une diminution jusqu'au chantier; ensuite, elle augmente pour atteindre un maximum de 21.12 MPa. Elle diminue enfin pour atteindre un minimum au centre du chantier à une valeur de 11.77 MPa.

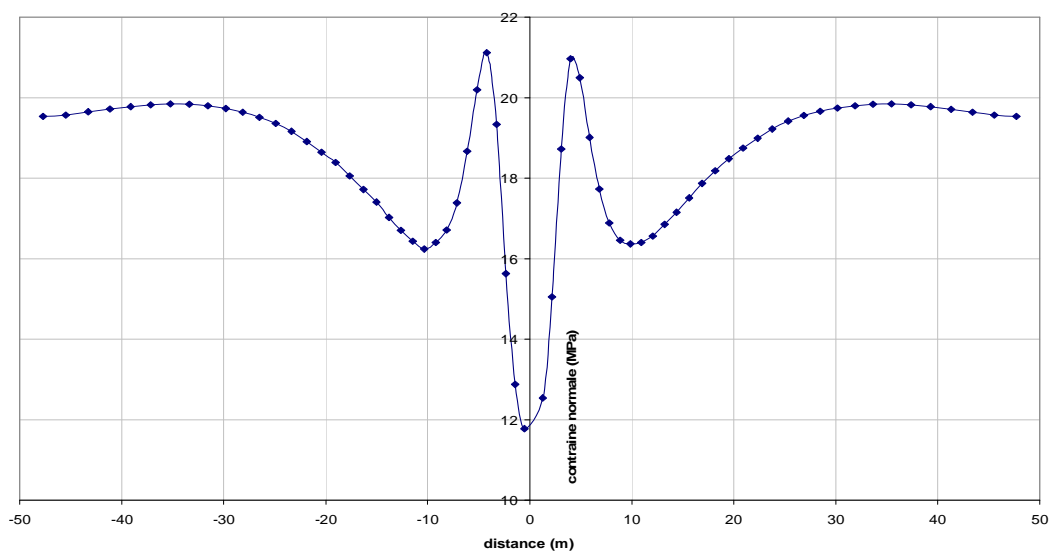


Figure 6.38 Variation de la contrainte normale en fonction de la distance le long du joint (selon Phase<sup>2</sup>, sans pression d'eau), cas du chantier à proximité d'une fracture horizontale.

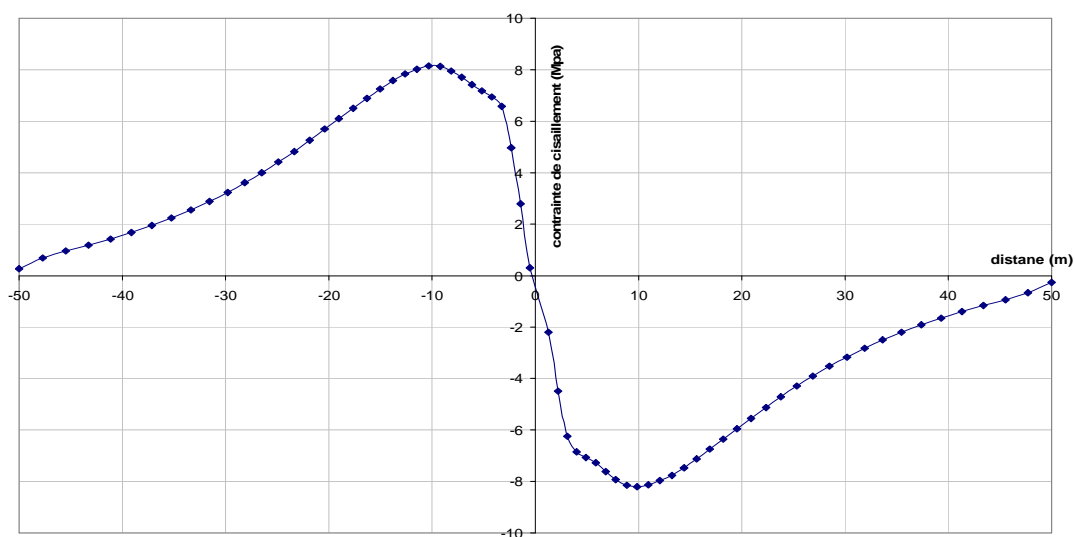


Figure 6.39 Variation de la contrainte de cisaillement en fonction de la distance le long du joint (selon Phase<sup>2</sup>, sans pression d'eau), cas du chantier à proximité d'une fracture horizontale.

La figure 6.39 montre une augmentation de la contrainte de cisaillement en fonction de la distance jusqu'à atteindre un maximum de 8 MPa à proximité de la paroi du chantier puis une diminution jusqu'à zéro au milieu du chantier. Dans la partie symétrique de la courbe, la variation est inversée.

Le tableau VI.1 de l'annexe III résume les valeurs de la contrainte normale, de la contrainte du cisaillement obtenues avec le code Phase<sup>2</sup> ainsi que le déplacement de cisaillement le long de la fracture. Ces valeurs correspondent à la première partie seulement des courbes des figures 6.38 et 6.39 (pour  $x$  variant entre - 50 m et - 0.5 m).

Une discrétisation du graphique contrainte normale en fonction de la distance le long du joint en différents segments (chacun avec une contrainte normale moyenne) et du graphique contrainte de cisaillement en fonction de la distance (selon un déplacement de cisaillement moyen) a été réalisée. Au total, 100 segments ont été analysés, ce qui permet d'obtenir 100 nouvelles valeurs d'ouverture le long du joint.

Étant donné la symétrie du problème, 50 valeurs seulement ont été calculées selon la variation de  $\sigma_n$  ou  $u$ . En utilisant le modèle CSDS, les relations déplacement normal – déplacement du cisaillement et contrainte de cisaillement – déplacement du cisaillement peuvent être déterminées pour chaque valeur de la contrainte normale moyenne effective et du déplacement de cisaillement moyen pour chaque segment. Les résultats obtenus sont montrés sur les figures 6.40 et 6.41 pour une pression moyenne d'eau de 0.305 MPa (pression calculée à partir de la distribution des charges hydrauliques le long de la fracture d'ouverture initiale de 0.3 mm, obtenue avec HydroGeosphere).

La figure 6.40 montre la variation du déplacement normal en fonction du déplacement de cisaillement pour les valeurs des contraintes normales effectives moyennes sur les divers segments. On note une augmentation du déplacement normal en fonction du déplacement de cisaillement pour atteindre une valeur maximale à  $u_p$  (valeur au pic, ici égale à 30 mm).

Plus la contrainte normale effective est faible, plus la courbe  $v$ - $u$  est déplacée vers le haut. Donc, pour une même valeur de  $u$ , le déplacement normal  $v$  sera plus élevé pour une contrainte normale effective plus faible. Les valeurs initiale (lorsque  $u = 0$ ) et maximale (lorsque  $u$  tend vers  $u_r$ ) de  $v$  dépendent de la valeur de la contrainte normale effective.

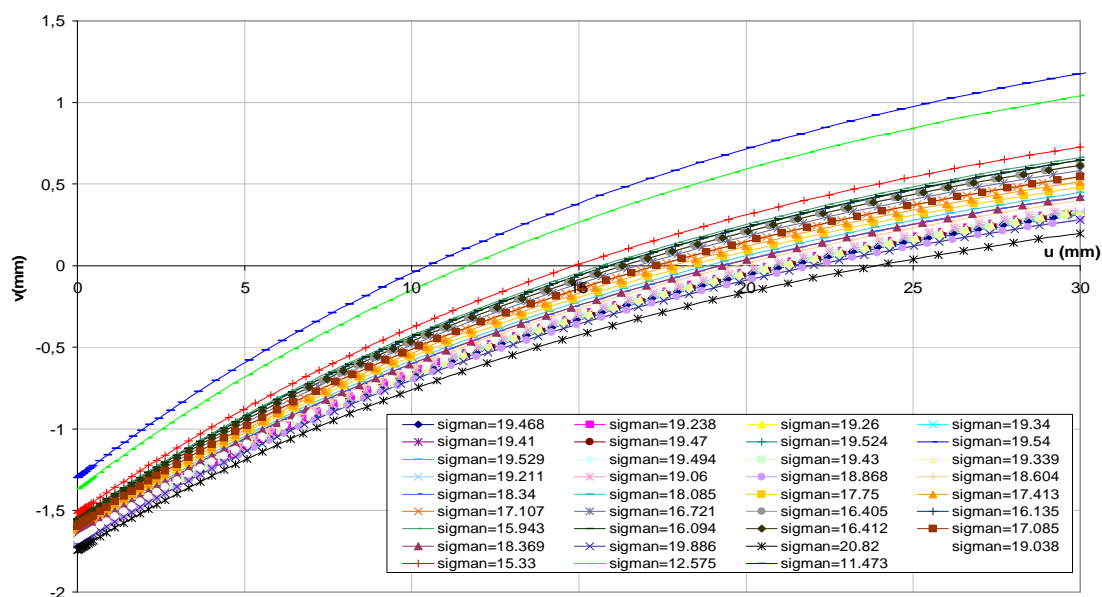


Figure 6.40 Relation déplacement normal – déplacement de cisaillement obtenue avec CSDS pour une pression d'eau moyenne le long du joint de 0.305 MPa pour divers  $\sigma_n$ .

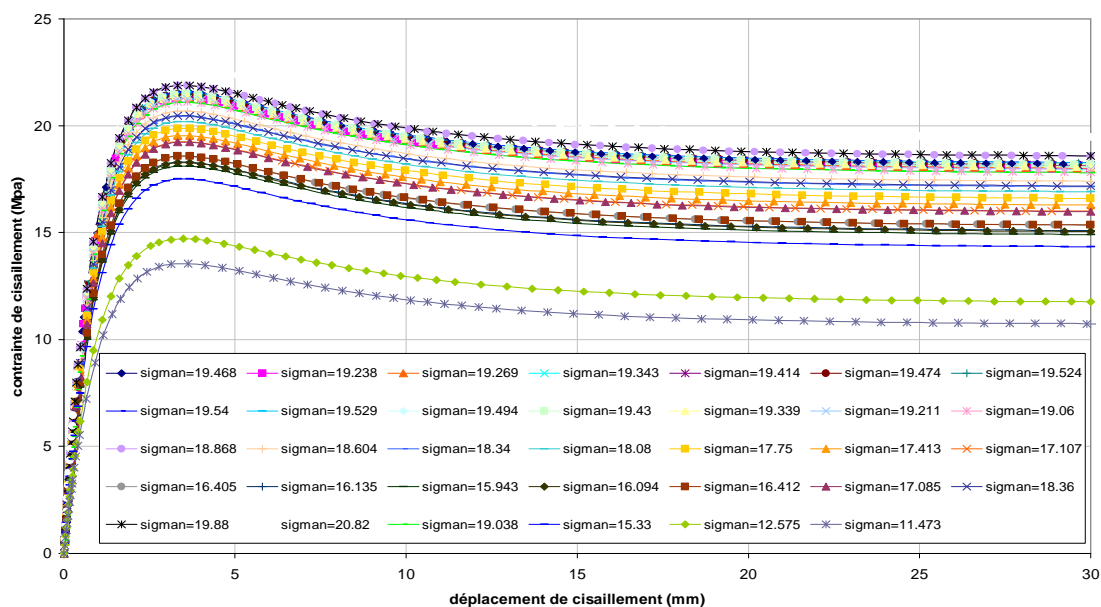


Figure 6.41 Relation contrainte de cisaillement – déplacement de cisaillement obtenue avec CSDS pour une pression d'eau moyenne le long du joint de 0.305 MPa pour divers  $\sigma_n$ .

La figure 6.41 montre les courbes de la contrainte de cisaillement ( $\tau$ ) en fonction du déplacement de cisaillement ( $u$ ) pour les valeurs des contraintes normales effectives sur les divers segments. On peut remarquer une augmentation de  $\tau$  en fonction de  $u$  jusqu'à atteindre une valeur au pic puis une diminution pour atteindre ensuite un palier à la valeur résiduelle  $\tau_r$  ( $\tau_r = \sigma_n \tan \phi_r$ ).

Les valeurs des contraintes de cisaillement, au pic ( $\tau_p$ ) et résiduelle ( $\tau_r$ ) obtenues avec le modèle CSDS dépendent de la contrainte normale effective. Les résultats sont résumés dans le tableau 6.5 pour la moitié de la longueur du joint.. Le tableau 6.5 montre une variation des contraintes de cisaillement au pic et résiduelle qui va dans le même sens que celle de la contrainte normale effective.

Ces contraintes de cisaillement augmentent et diminuent lorsque la contrainte normale effective augmente ou diminue. Les valeurs des déplacements de cisaillement au pic et résiduel restent constantes parce qu'ils sont fixés dès le départ avec le modèle CSDS. Les figures VI.1 et VI.2 de l'annexe III présentent les variations des contraintes de cisaillement au pic et résiduelle en fonction de la contrainte normale effective pour le modèle conceptuel de la figure 6.37. Ces variations sont linéaires pour les deux contraintes avec des coefficients de régression linéaire autour de 0.99.

La valeur du déplacement normal initial  $v_{ini}$  de l'équation (6.1) a été déterminée à partir de l'état initial, c'est-à-dire pour une contrainte normale de 20 MPa (donc une contrainte normale effective de 19.695 MPa) et en utilisant le modèle CSDS. Ce déplacement  $v_{ini}$  est égale à -1.709 mm. Les ouvertures mécaniques se calculent par la différence entre le déplacement normal  $v$  à une contrainte normale effective donnée, et le déplacement normal initial. Les valeurs des nouvelles ouvertures hydrauliques le long du joint se calculent par addition de l'ouverture mécanique à la valeur initiale  $e_0$  (ici égale à 0.3 mm). Le diagramme de la figure III.3 de l'annexe III illustre cette méthodologie de calcul pour une valeur de la contrainte normale donnée.



Tableau 6.5 Valeurs de  $\tau_p$ ,  $\tau_r$ ,  $u_p$  et  $u_r$  obtenues avec le modèle CSDS pour une pression d'eau moyenne de 0.305 MPa, cas du chantier à proximité d'une fracture horizontale.

$\sigma'_n$ (MPa)	$\tau_p$ (MPa)	$\tau_r$ (MPa)	$u_p$ (mm)	$u_r$ (mm)
19.468	21.519	18.154	3.5	30
19.238	21.303	17.94	3.5	30
19.269	21.332	17.969	3.5	30
19.343	21.402	18.038	3.5	30
19.414	21.468	18.104	3.5	30
19.474	21.524	18.16	3.5	30
19.524	21.571	18.206	3.5	30
19.542	21.588	18.223	3.5	30
19.529	21.576	18.211	3.5	30
19.494	21.543	18.178	3.5	30
19.430	21.483	18.119	3.5	30
19.339	21.398	18.034	3.5	30
19.211	21.278	17.915	3.5	30
19.06	21.136	17.774	3.5	30
18.868	20.956	17.595	3.5	30
18.604	20.706	17.349	3.5	30
18.34	20.456	17.102	3.5	30
18.085	20.213	16.865	3.5	30
17.754	19.897	16.556	3.5	30
17.413	19.569	16.238	3.5	30
17.107	19.273	15.953	3.5	30

Tableau 6.5 (suite et fin) Valeurs de  $\tau_p$ ,  $\tau_r$ ,  $u_p$  et  $u_r$  obtenues avec le modèle CSDS pour une pression d'eau moyenne de 0.305 MPa, cas du chantier à proximité d'une fracture horizontale.

$\sigma'_n$ (MPa)	$\tau_p$ (MPa)	$\tau_r$ (MPa)	$u_p$ (mm)	$u_r$ (mm)
16.721	18.899	15.593	3.5	30
16.405	18.590	15.298	3.5	30
16.135	18.325	15.046	3.5	30
15.943	18.136	14.867	3.5	30
16.094	18.285	15.008	3.5	30
16.412	18.597	15.304	3.5	30
17.085	19.252	15.932	3.5	30
18.369	20.483	17.129	3.5	30
19.886	21.908	18.544	3.5	30
20.820	22.770	19.415	3.5	30
19.038	21.116	17.753	3.5	30
15.330	17.529	14.295	3.5	30
12.575	14.725	11.726	3.5	30
11.473	13.567	10.699	3.5	30

Les résultats obtenus de calcul des ouvertures mécaniques et des nouvelles ouvertures hydrauliques pour une pression moyenne d'eau de 0.305 MPa sont montrés dans le tableau 6.6. Le tableau 6.6 peut être divisé en quatre parties, selon la variation de la contrainte normale effective. Sur un premier segment le long de la fracture, les contraintes normale et de cisaillement augmentent en fonction de la distance (pour  $x$  variant entre - 50 m et - 35 m). Sur un deuxième segment, de  $x$  allant de - 33 m à - 10 m, la contrainte normale diminue, mais la contrainte de cisaillement continue à augmenter.

Tableau 6.6 Calcul des ouvertures par la méthodologie de couplage pour une pression moyenne de 0.305 MPa, cas du chantier à proximité d'une fracture horizontale.

$\sigma'_n$ (MPa)	u (mm)	$\tau$ (MPa)	$v_{\text{moy}}$ (mm)	$e_m$ (mm)	$e_h$ (mm)
19.468	0.265	0.265	-1.660	0.049	0.349
19.238	0.681	0.680	-1.589	0.111	0.411
19.269	0.953	0.953	-1.565	0.144	0.444
19.343	1.189	1.189	-1.540	0.169	0.469
19.414	1.424	1.424	-1.513	0.196	0.496
19.474	1.677	1.677	-1.486	0.223	0.523
19.524	1.948	1.948	-1.456	0.253	0.553
19.542	2.240	2.239	-1.422	0.287	0.587
19.529	2.548	2.547	-1.387	0.322	0.622
19.494	2.877	2.876	-1.348	0.361	0.661
19.43	3.235	3.234	-1.306	0.403	0.703
19.339	3.611	3.610	-1.258	0.451	0.751
19.211	4.005	4.005	-1.208	0.501	0.801
19.06	4.414	4.413	-1.158	0.551	0.851
18.868	4.829	4.828	-1.103	0.606	0.906
18.604	5.261	5.260	-1.045	0.664	0.964
18.34	5.695	5.694	-0.988	0.721	1.021
18.085	6.11	6.109	-0.932	0.777	1.077
17.754	6.503	6.502	-0.871	0.838	1.138
17.413	6.893	6.893	-0.813	0.896	1.196
17.107	7.264	7.263	-0.758	0.951	1.251
16.721	7.586	7.586	-0.70	1.009	1.309
16.405	7.844	7.844	-0.655	1.054	1.354
16.135	8.031	8.030	-0.619	1.090	1.390
15.943	8.144	8.144	-0.594	1.115	1.415

Tableau 6.6 (suite et fin) Calcul des ouvertures par la méthodologie de couplage pour une pression moyenne de 0.305 MPa, cas du chantier à proximité d'une fracture horizontale.

$\sigma'_n$ (MPa)	u (mm)	$\tau$ (MPa)	$v_{\text{moy}}$ (mm)	$e_m$ (mm)	$e_h$ (mm)
16.094	8.126	8.126	-0.606	1.103	1.403
16.412	7.952	7.952	-0.645	1.064	1.364
17.085	7.719	7.719	-0.713	0.996	1.296
18.369	7.415	7.415	-0.823	0.886	1.186
19.886	7.182	7.182	-0.936	0.773	1.073
20.82	7.158	6.950	-0.990	0.719	1.019
19.038	6.576	6.575	-0.940	0.769	1.069
15.33	4.974	4.973	-0.880	0.829	1.129
11.473	0.308	0.307	-1.251	0.458	1.164

Sur un troisième segment, la contrainte normale est croissante mais la contrainte de cisaillement est décroissante de x allant de - 9.2 m à - 4.2 m. Sur un quatrième segment, les deux contraintes, normale et de cisaillement, sont décroissantes pour x variant de - 3.2 m à - 0.5 m. Ces différents segments sont montrés sur la figure 6.42 représentant la variation de la contrainte normale effective en fonction de la distance le long de la fracture.

Le tableau 6.6 montre aussi que des ouvertures élevées sont obtenues pour les valeurs élevées du déplacement de cisaillement u. Ceci est anticipé puisque l'augmentation du cisaillement peut entraîner une augmentation de l'ouverture de la fracture par dilatance.

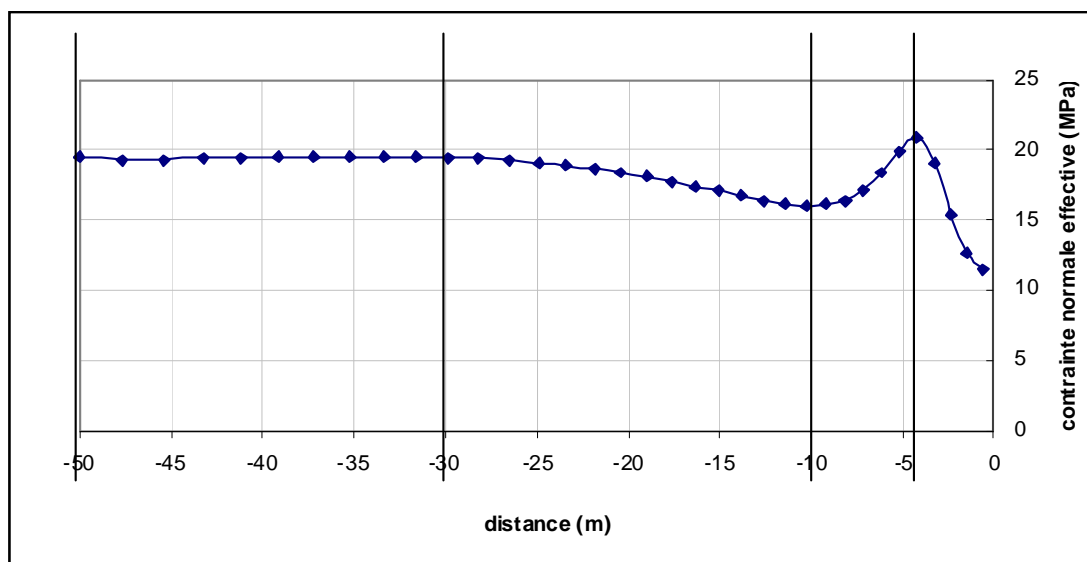


Figure 6.42 Différents segments montrant la variation de la contrainte normale effective en fonction de la distance le long du joint, cas du chantier à proximité d'une fracture horizontale.

La figure 6.43 montre la variation des ouvertures calculées par la méthodologie de couplage en fonction de la contrainte normale pour les quatre segments définis précédemment (les 4 segments correspondent aux 4 parties du tableau 6.6).

D'après la figure 6.43, l'ouverture hydraulique augmente sur le segment 1 malgré que la contrainte normale augmente. Ceci s'explique par le fait que sur ce segment, la contrainte de cisaillement augmente aussi le long du joint, ce qui a causé son ouverture par dilatance. Sur le segment 2, la contrainte normale diminue et la contrainte de cisaillement continue à augmenter, ce qui a induit une augmentation des ouvertures le long du joint. Sur le segment 3, l'ouverture diminue car la contrainte normale augmente et la contrainte de cisaillement est décroissante à cet endroit, ce qui a causé une

fermeture du joint. Enfin, et sur le segment 4, lorsque les contraintes normale et de cisaillement diminuent au même temps, l'ouverture augmente.

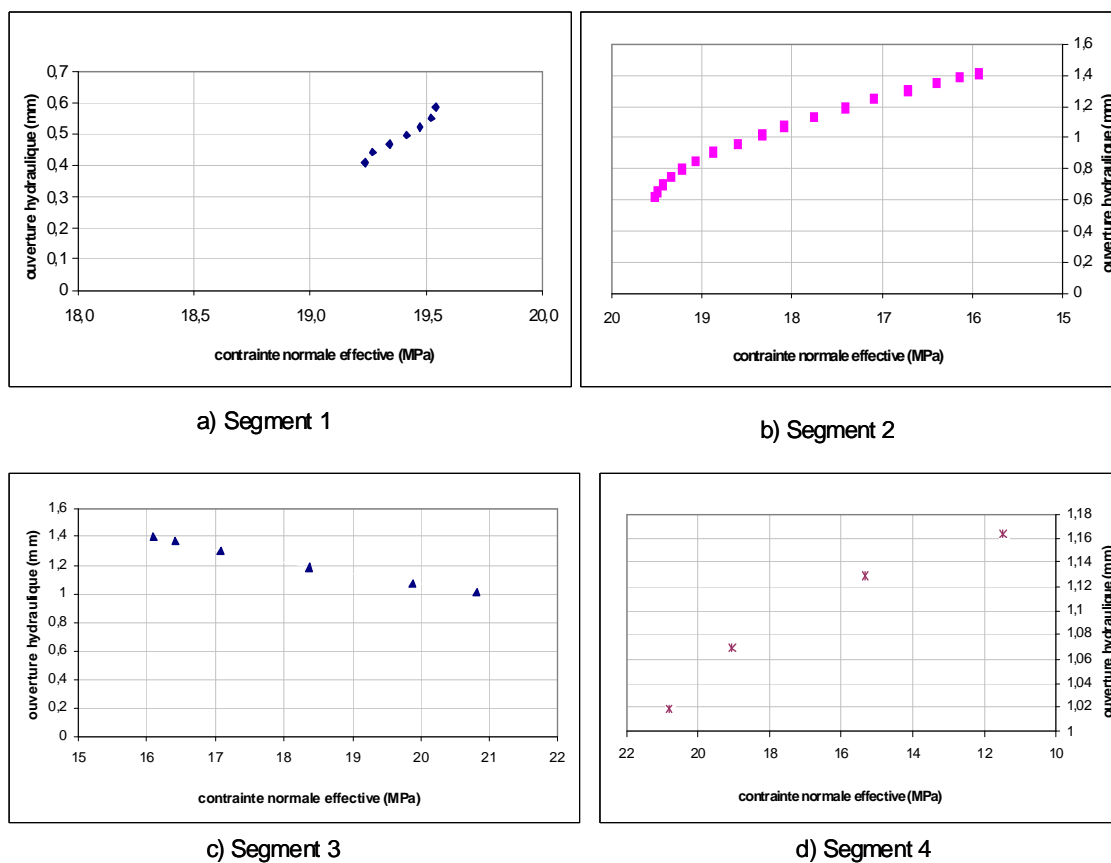


Figure 6.43 Variation des ouvertures en fonction de la contrainte normale, pression d'eau de 0.305 MPa, cas du chantier à proximité d'une fracture horizontale.

La figure 6.44 montre la variation de l'ouverture hydraulique en fonction du déplacement normal moyen (en valeurs absolues) obtenu avec le modèle CSDS correspondant à chacune des valeurs du déplacement de cisaillement. Cette figure montre qu'on obtient des points alignés sur une même ligne qui peut être estimée par une droite d'équation :  $y = x + 2$  ( $x$  = déplacement normal, en mm, et  $y$  = ouverture hydraulique, en mm). Lorsque le déplacement normal moyen augmente (négativement), l'ouverture hydraulique augmente aussi.

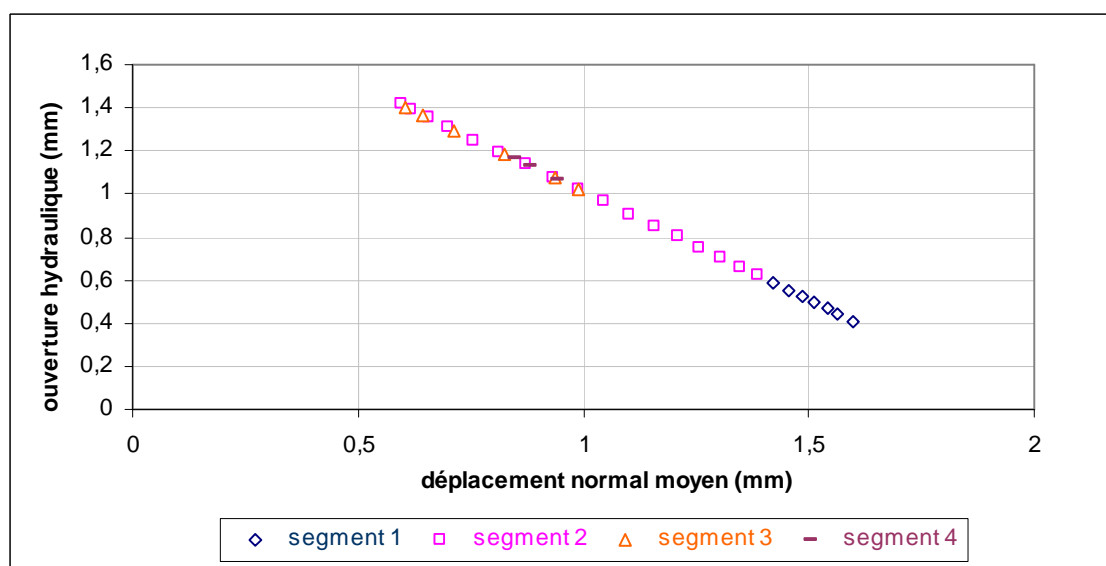
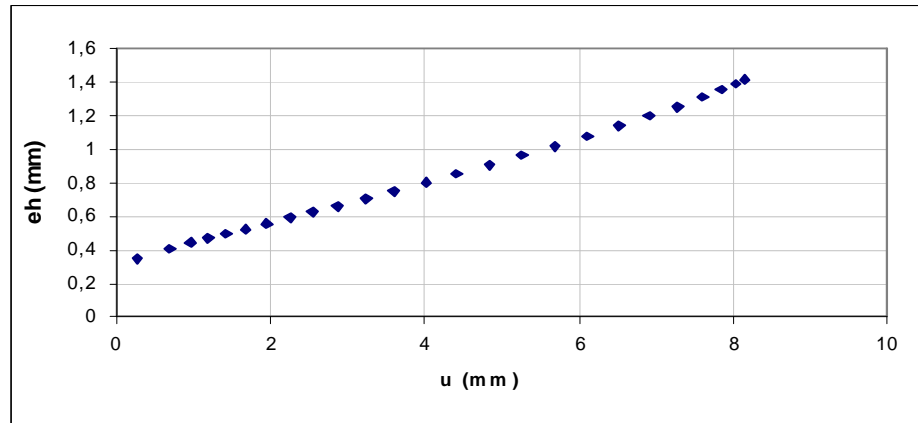
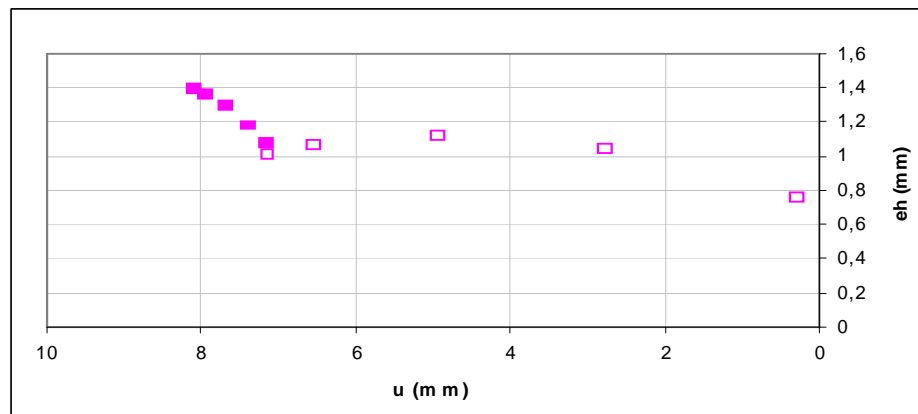


Figure 6.44 Variation de l'ouverture en fonction du déplacement normal moyen pour une pression d'eau de 0.305 MPa, cas du chantier à proximité d'une fracture horizontale.

Enfin, on peut relier la variation de l'ouverture à celle du déplacement de cisaillement tel que montré sur la figure 6.45. Sur cette figure, le segment 1 correspond aux valeurs croissantes du déplacement de cisaillement, alors que le segment 2 correspond aux valeurs décroissantes de  $u$ .



a) Segment 1



b) Segment 2

Figure 6.45 Variation de l'ouverture en fonction du déplacement de cisaillement pour une pression d'eau de 0.305 MPa, cas du chantier à proximité d'une fracture horizontale.



La figure 6.45 montre que le long du segment 1 (figure 6.45 a) l'ouverture hydraulique calculée par couplage indirect augmente de façon linéaire lorsque le déplacement de cisaillement  $u$  augmente. Le long du segment 2 (figure 6.45 b), l'ouverture diminue lorsque le déplacement de cisaillement diminue, mais cette diminution se produit de deux façons: la première est quasi linéaire et la deuxième est non linéaire; la diminution se produit donc selon deux régimes différents. On constate aussi que la variation de l'ouverture se fait dans le même sens que celle du déplacement de cisaillement.

La variation des ouvertures calculées par la méthode de couplage en fonction de la distance le long de la fracture est montrée sur la figure 6.46.

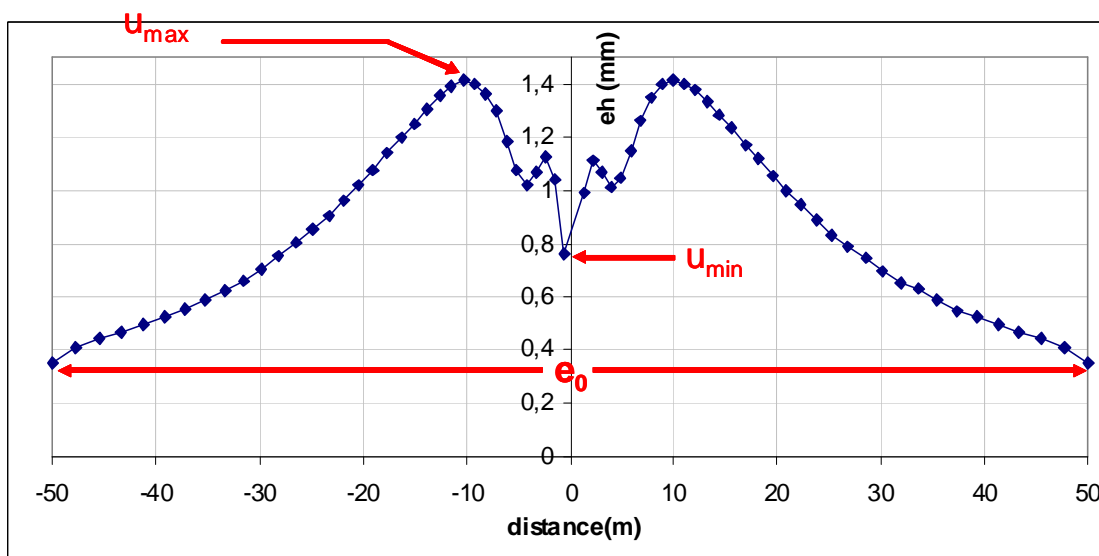


Figure 6.46 Ouverture en fonction de la distance le long de la fracture pour une pression d'eau de 0.305 MPa, cas du chantier à proximité d'une fracture horizontale ( $U_{max}$  et  $U_{min}$  sont respectivement le déplacement au cisaillement maximum et minimum,  $e_0$  est l'ouverture hydraulique initiale).

La figure 6.46 montre qu'on obtient une variation symétrique de l'ouverture le long du joint de part et d'autre de l'axe de symétrie (situé à  $x = 0$  m). Cette variation est le miroir de celle de la contrainte normale en fonction de la distance (figure 6.38). Sur la figure 6.46, on observe que l'ouverture augmente jusqu'à atteindre un maximum de 1.415 mm à une distance de 10 m (à partir du centre du modèle). Ce maximum correspond au déplacement de cisaillement maximal  $U_{\max}$  (figure 6.39). Plus proche du centre, l'ouverture diminue jusqu'à un minimum de 0.758 mm (à mi-longueur du joint), ce qui correspond au déplacement de cisaillement minimum  $U_{\min}$ . La valeur de l'ouverture à  $x = \pm 50$  m correspond à l'ouverture initiale du joint  $e_0$  (de 0.3 mm).

Les résultats montrés sur le graphique de la figure 6.46 ont été discrétisés en 68 segments, ce qui produit 68 différentes valeurs d'ouvertures hydrauliques qui sont introduites à nouveau dans le code HydroGeosphere pour une nouvelle simulation hydraulique. Ainsi, la fracture d'ouverture uniforme (de 0.3 mm) a été remplacée par 68 segments ayant différentes ouvertures.

Le même modèle conceptuel de la figure 6.37 a été introduit dans HydroGeosphere pour une nouvelle simulation hydraulique. La simulation a été réalisée en écoulement saturé et en régime transitoire, ce qui peut représenter le cas de la fermeture d'une mine souterraine (après arrêt du pompage). La nappe d'eau est située initialement à 40 m (soit à 10 m de la surface du modèle). Des charges hydrauliques de 40 m et 45 m ont été appliquées respectivement aux frontières gauche et droite. Une charge hydraulique décroissante entre 45 m et 40 m a été imposée à la base du modèle pour créer un gradient régional. Un maillage avec des éléments de taille variable a été construit dans HydroGeosphere. Les éléments ont une taille initiale de 0.5 m qui augmente jusqu'à une taille maximale de 2 m. Cette simulation a impliqué 80 802 nœuds et 40 000 éléments pour le milieu poreux (roc et remblai) et 80 802 nœuds et 200 éléments pour la fracture.

Les figures 6.47a et 6.47b montrent l'évolution des charges hydrauliques en fonction du temps, respectivement pour une fracture d'ouverture uniforme et une fracture d'ouverture variable. Les figures 6.47a et 6.47b montrent un écoulement préférentiel à travers la fracture au début des simulations. En fonction du temps, il y a une dissipation des charges hydrauliques. Lorsque la fracture est discrétisée (ouverture variable), l'effet sur la distribution des charges est plus significatif que le cas avec une ouverture uniforme. À des temps de simulation élevés et lorsque l'ouverture est variable, on note une distorsion dans les isocontours des charges hydrauliques. Ceci est dû à l'hétérogénéité et la variation des conductivités hydrauliques à saturation le long de la fracture.

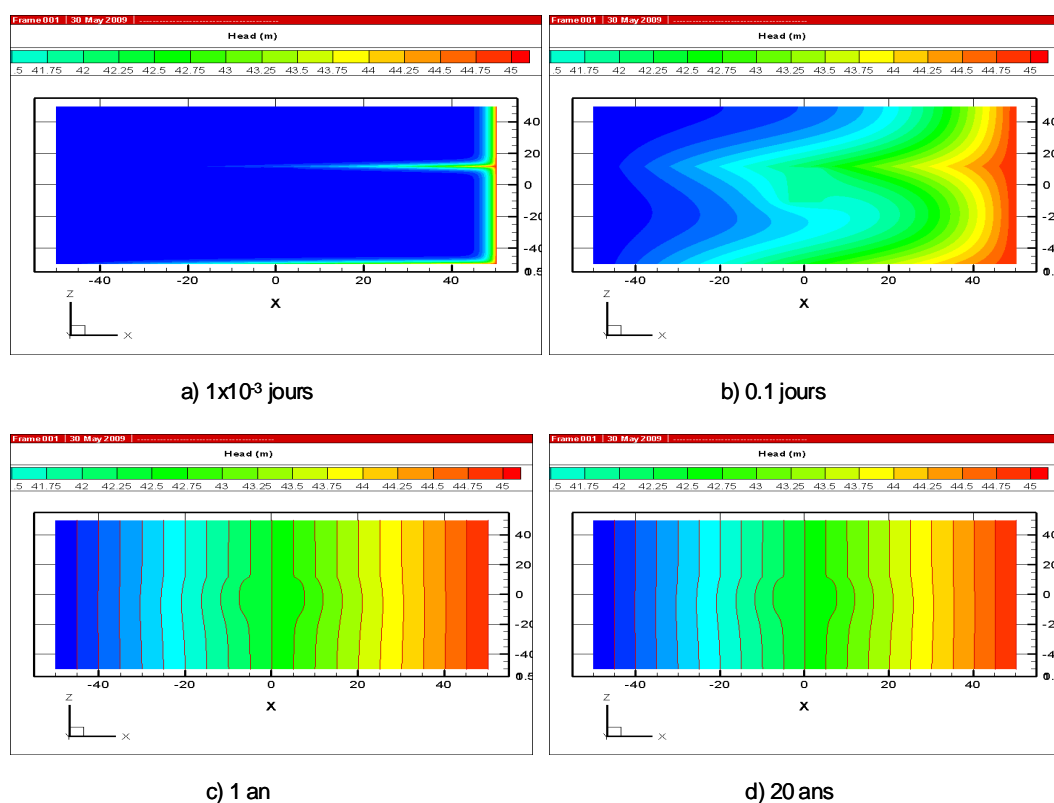


Figure 6.47a Distribution des charges hydrauliques, cas du chantier à proximité d'une fracture horizontale, fracture d'ouverture uniforme.

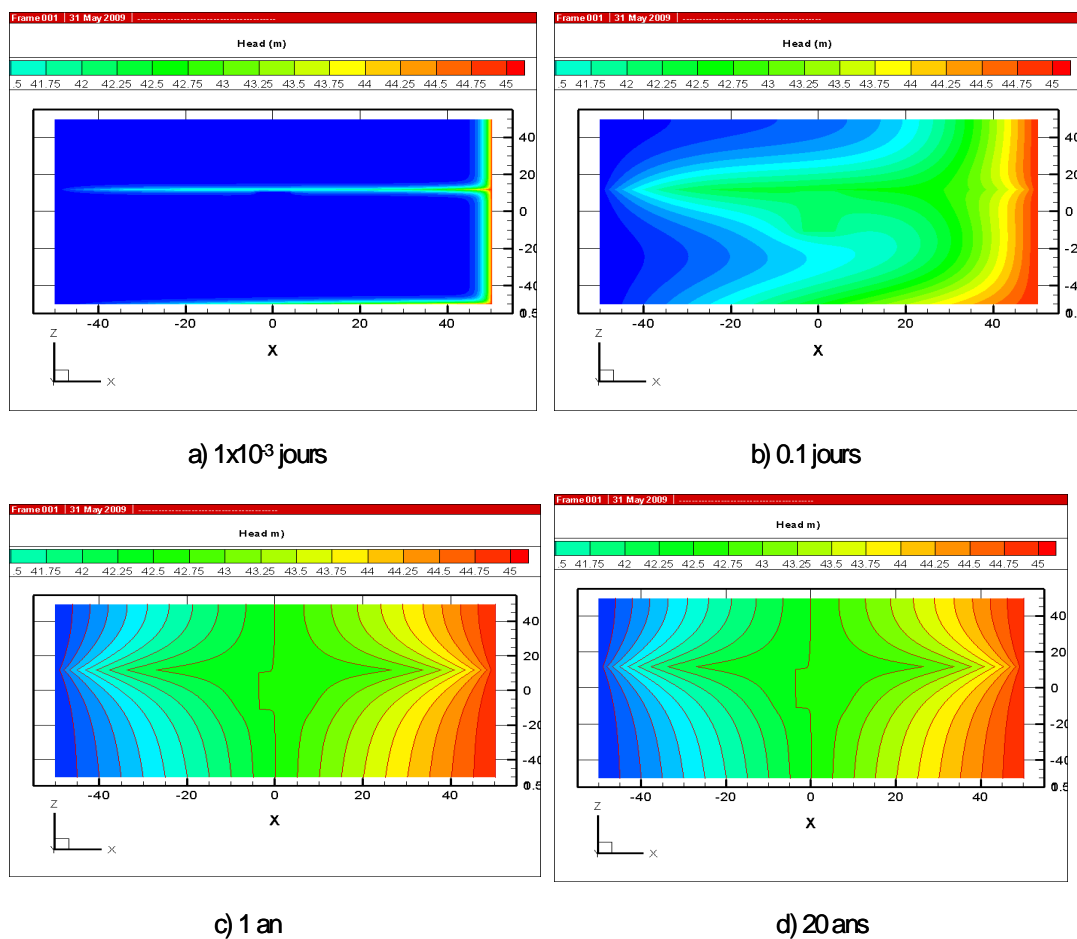


Figure 6.47b Distribution des charges hydrauliques, cas du chantier à proximité d'une fracture horizontale, fracture d'ouverture variable.

La figure 6.48 compare les variations de la charge hydraulique en fonction de la position le long de la fracture au temps  $t = 1$  an pour les deux cas (ouverture uniforme et ouverture variable). Cette figure montre que la charge hydraulique est linéaire pour une fracture d'ouverture uniforme, alors qu'elle ne l'est pas lorsque l'ouverture est variable. On peut voir qu'il y a une perte de charge marquée loin du chantier. Par contre, dans la zone d'influence du chantier, la charge reste pratiquement constante.

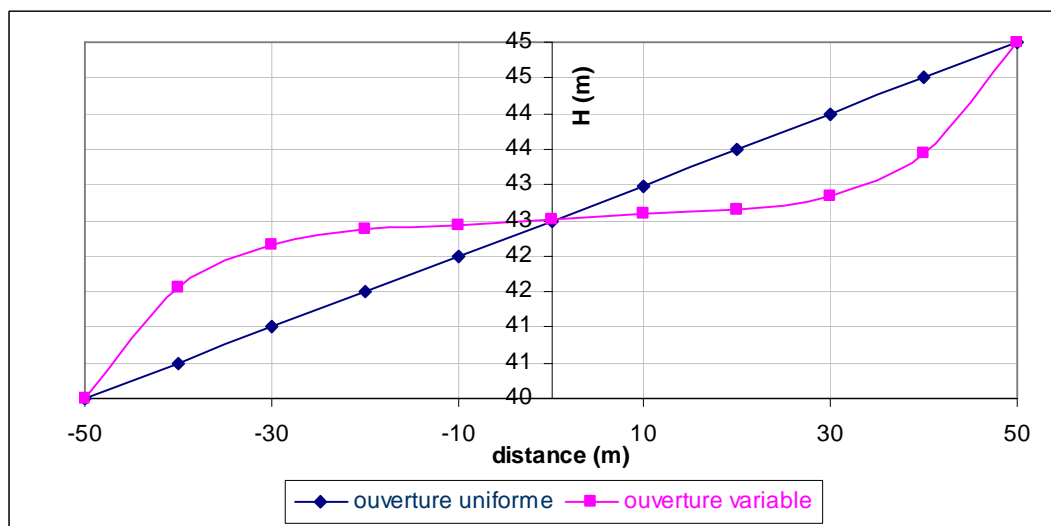


Figure 6.48 Comparaison des charges hydrauliques le long de la fracture à  $t = 1$  an, cas du chantier à proximité d'une fracture horizontale.

Les figures 6.49a et 6.49b montrent l'évolution des concentrations de contaminants en fonction du temps respectivement pour le cas d'une fracture avec ouverture uniforme et le cas d'une fracture discrétisée avec ouverture variable. Ces figures montrent, pour les deux cas, une augmentation des concentrations en fonction du temps et une migration latérale importante dans le sens du gradient régional. Lorsque la fracture est d'ouverture uniforme, et comme le montre la figure 6.49a, la migration préférentielle des contaminants à travers la fracture est significative. En fonction du temps, il y a une dispersion des contaminants. Par contre, lorsque la fracture est d'ouverture non uniforme, l'effet de la fracture est moins significatif. La migration préférentielle des contaminants à travers la fracture est moins évidente. Comme le montre la figure 6.49b, la dispersion des contaminants est présente, sauf que l'allure du panache de contamination est différente de celle du cas avec une ouverture uniforme.

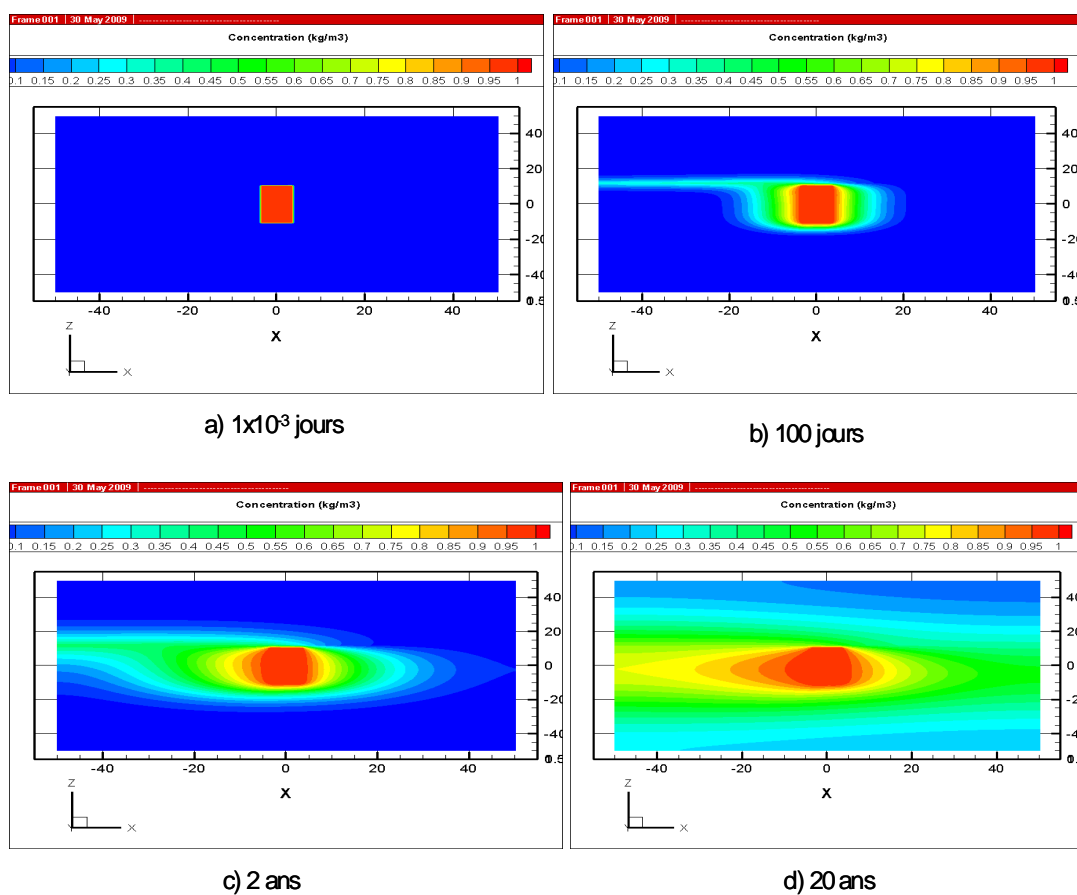


Figure 6.49a Distribution des concentrations, cas d'un chantier à proximité d'une fracture horizontale, fracture d'ouverture uniforme.

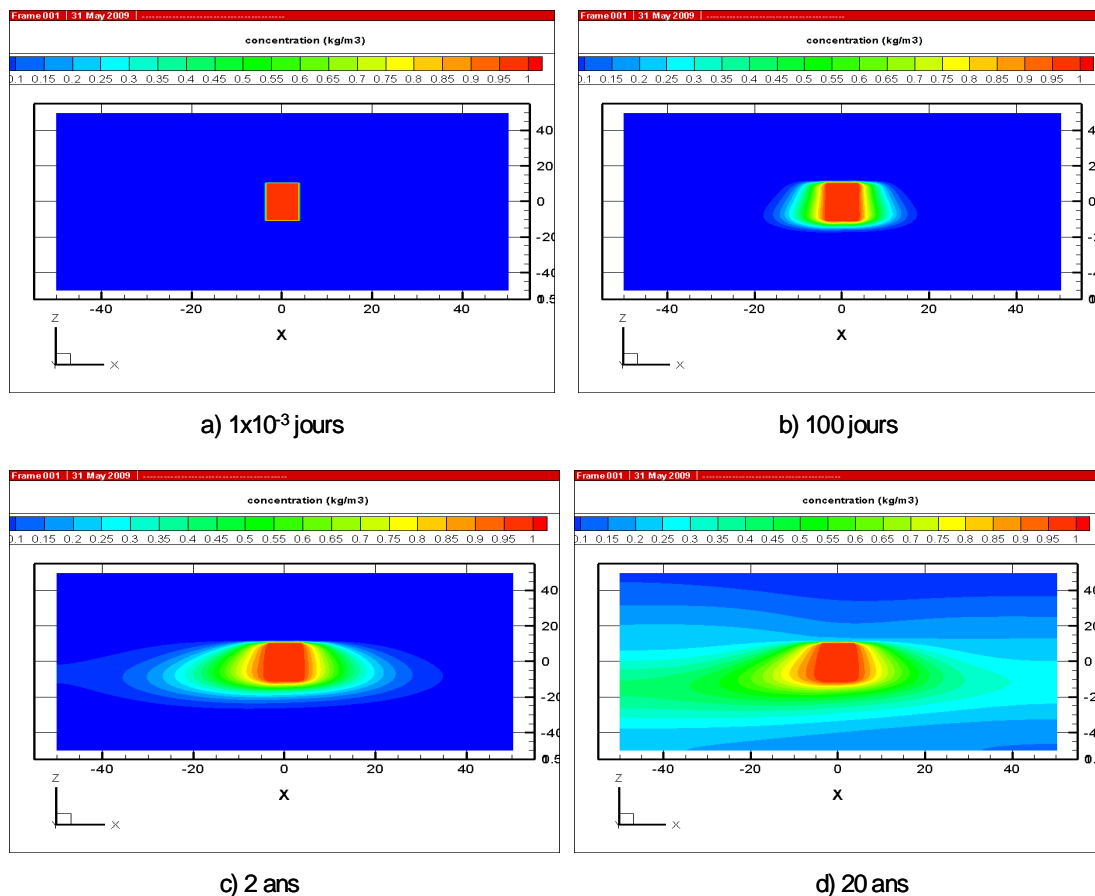


Figure 6.49b Distribution des concentrations, cas d'un chantier à proximité d'une fracture horizontale, fracture d'ouverture variable.

Le calcul des gradients hydrauliques (résultats non montrés ici) a permis de constater que lorsque l'ouverture est uniforme, le gradient est constant à 0.05. Lorsque l'ouverture est non uniforme, le gradient n'est pas constant le long de la fracture. En effet, les valeurs varient entre 0.009 et 0.156. Les grandes valeurs sont enregistrées aux extrémités, alors que les plus faibles à l'intérieur de la fracture. Cette non uniformité du gradient a pu causer cette différence dans la migration des contaminants.

Aussi, ceci peut être expliqué par la discontinuité dans les nœuds reliant les différents segments de fracture. Par ailleurs, la position de la fracture par rapport à la surface du chantier peut aussi avoir une influence sur les résultats de concentrations. Une dernière simulation a été réalisée avec HydroGeosphere en abaissant la position de la fracture à l'élévation 10.5 m (juste à la surface du chantier). En respectant les mêmes conditions initiales et aux limites et pour une fracture d'ouverture non uniforme, les résultats obtenus pour la migration des contaminants sont montrés sur la figure 6.50.

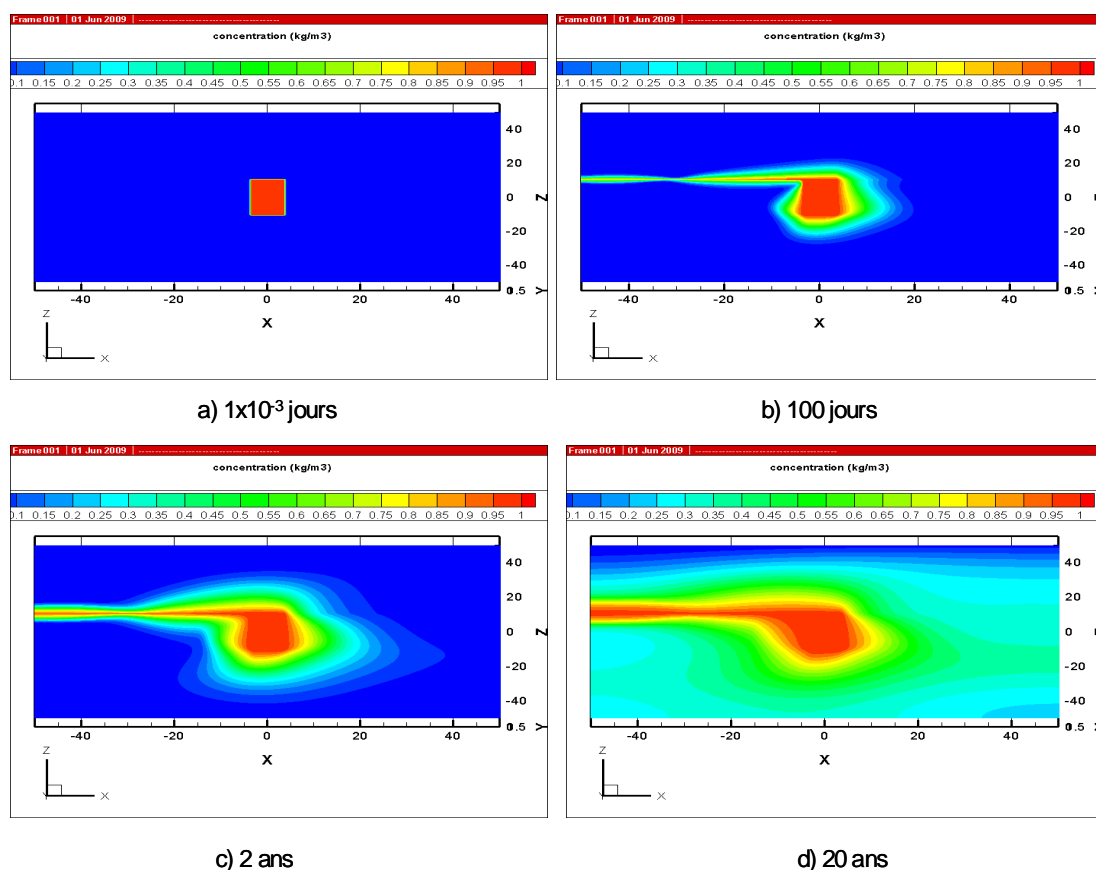


Figure 6.50 Distribution des concentrations, cas d'un chantier à proximité d'une fracture horizontale, fracture d'ouverture variable située à la surface du chantier.



La figure 6.50 montre l'effet très significatif de la fracture d'ouverture variable sur la migration des contaminants. En effet, il y a une migration préférentielle des contaminants à travers la fracture. Cette migration augmente en fonction du temps et les contaminants peuvent atteindre des distances plus élevées par rapport au cas d'une fracture située à 1.5 m de la surface du chantier. On peut noter aussi l'effet de la dispersion sur la migration des contaminants. Ainsi, la position de la fracture par rapport au chantier peut influencer grandement les résultats.

#### 6.4.5 Chantier remblayé à proximité d'un réseau de fractures orthogonales

La méthodologie de couplage hydromécanique indirect a aussi été appliquée au cas d'un chantier situé à proximité d'un réseau de fractures orthogonales. Des contraintes 'in situ' de 2 et 4 MPa (au lieu de 20 et 40 MPa) ont été utilisées pour cette simulation. Au total, 10 fractures ont été considérées. Le modèle conceptuel simulé avec Phase<sup>2</sup> est montré à la figure 6.51. Les fractures verticales sont situées aux abscisses - 30 m, - 10 m, 0 m (de part et d'autre du chantier sans traverser le remblai), 10 m et 30 m, alors que les fractures horizontales sont situées aux élévations - 30 m, - 12 m, 0 m (de part et d'autre du chantier sans traverser le remblai), 12 m et 30 m (voir figure 6.51).

Pour chaque fracture (verticale et horizontale), la charge de pression d'eau moyenne le long du joint a été calculée à l'aide du code HydroGeosphere. Les résultats obtenus sont montrés au tableau 6.7. Pour cette simulation avec HydroGeosphere, le niveau initial de la nappe a été fixé à l'élévation  $z = 40$  m. Des charges hydrauliques de 40 et 45 m ont été fixées respectivement à gauche et à droite. La base et les frontières du modèle sont perméables.

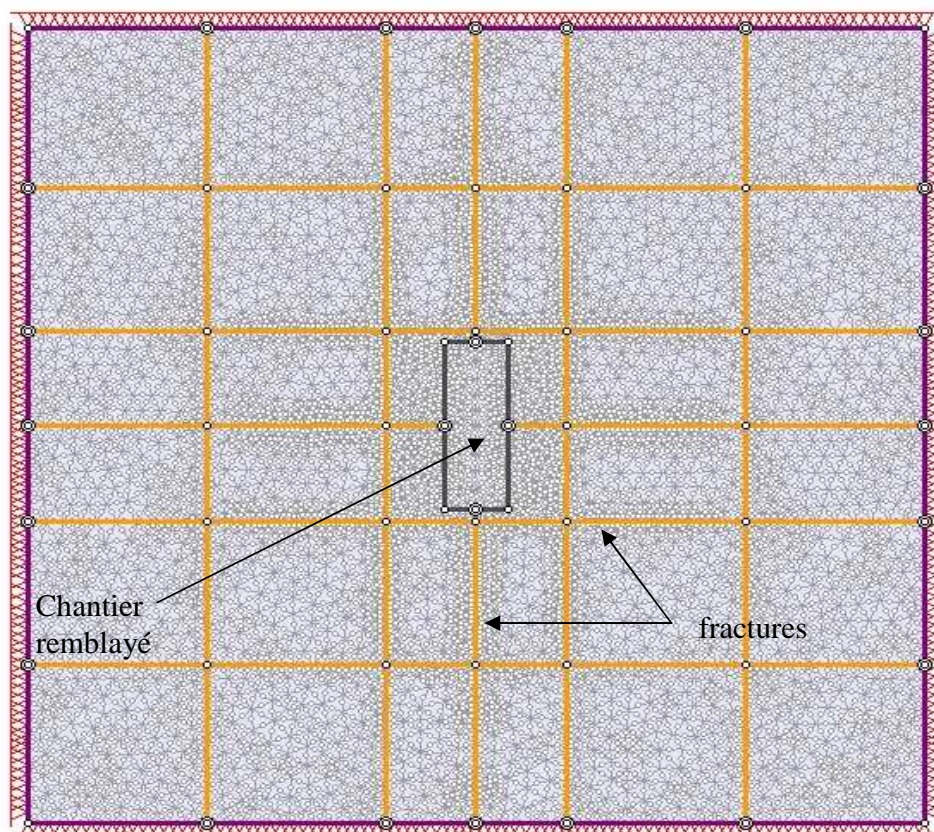


Figure 6.51 Modèle conceptuel du chantier remblayé à proximité d'un réseau de fractures orthogonales.

Tableau 6.7 Pressions d'eau moyennes le long des joints obtenues avec HydroGeosphere, chantier à proximité d'un réseau de fractures orthogonales.

Emplacement de la fracture	Pression moyenne (MPa)
$z = -30$ m	0.725
$z = -12$ m	0.545
$z = 0$ m	0.425
$z = 12$ m	0.305
$z = 30$ m	0.125
$x = -30$ m	0.41
$x = -10$ m	0.42
$x = 0$ m	0.425
$x = 10$ m	0.43
$x = 30$ m	0.44

Le tableau 6.7 montre que la pression d'eau moyenne la plus élevée obtenue correspond à la fracture horizontale située à l'élévation  $z = -30$  m, alors que la valeur la plus faible correspond à la fracture horizontale située à l'élévation  $z = 30$  m. Pour les fractures verticales, la pression moyenne obtenue est pratiquement constante autour de 0.4 MPa.

La répartition des charges hydrauliques à  $t = 1$  an est montrée sur la figure 6.52. Cette figure montre que la fracture située à  $z = 0$  m (traversant le chantier) et les fractures situées aux élévations  $z = -12$  m et  $z = 12$  m (à proximité du chantier) ont plus d'effet sur la distribution des charges hydrauliques que les autres fractures. Vu que l'écoulement de l'eau est principalement horizontal, les fractures verticales participent peu ou pas à l'écoulement et donc n'ont pas une influence significative sur la distribution des charges hydrauliques.

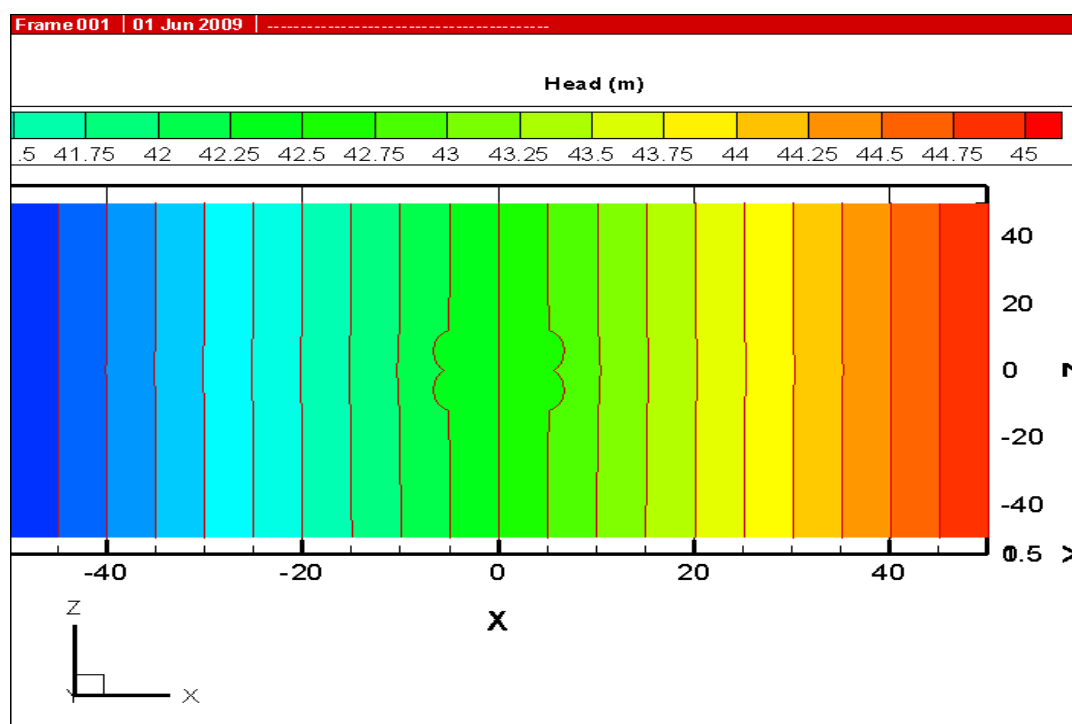


Figure 6.52 Distribution des charges hydrauliques à  $t = 1$  an, cas du chantier à proximité d'un réseau de fractures orthogonales, ouverture uniforme de 0.3 mm.

La figure 6.53 montre la répartition des vecteurs vitesses dans la zone autour du chantier. On peut noter un écoulement de droite à gauche vers le chantier et vers les fractures horizontales situées aux élévations  $z = 0$  m,  $-12$  m et  $+12$  m. La figure montre aussi qu'il y a plus d'écoulement à travers la fracture traversant le chantier (de part et d'autre). L'amplitude des vecteurs vitesses est plus importante le long de la fracture située à  $z = 0$  m. L'amplitude est faible ailleurs, loin du chantier et dans le roc.

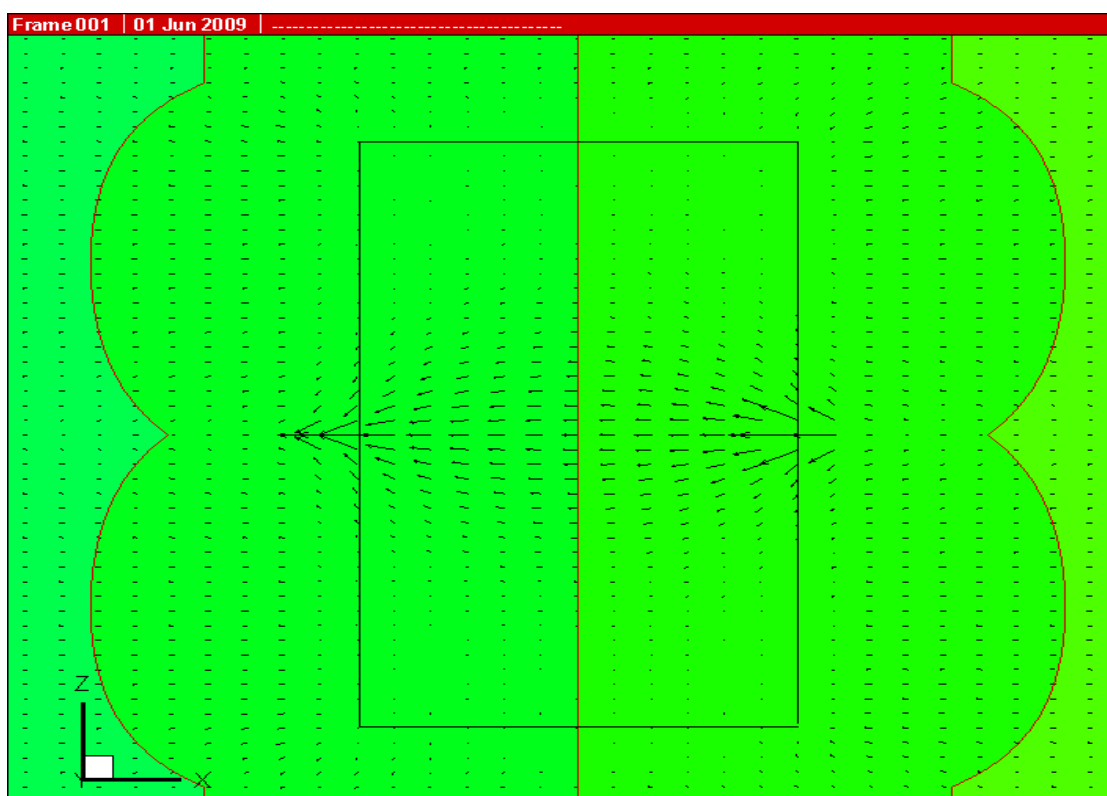


Figure 6.53 Vecteurs vitesses à  $t = 1$  an, chantier à proximité d'un réseau de fractures orthogonales, ouverture uniforme de 0.3 mm.

L'évolution obtenue des isocontours de concentration en fonction du temps pour le cas de fractures d'ouverture uniforme est montrée sur la figure 6.54. Cette figure montre qu'il y a une migration de contaminants préférentielle à travers les fractures horizontales à proximité du chantier et principalement la fracture traversant le chantier (de part et d'autre). En effet, et au temps  $t = 100$  jours, la concentration dans la fracture située à  $z = 0$  m est proche de  $1 \text{ kg/m}^3$ . En fonction du temps, la migration des contaminants devient plus importante et le panache devient plus large.

La migration se fait dans le sens du gradient hydraulique régional. L'écoulement important à travers la fracture située à  $z = 0$  m fait en sorte que les contaminants peuvent migrer à une grande vitesse par advection.

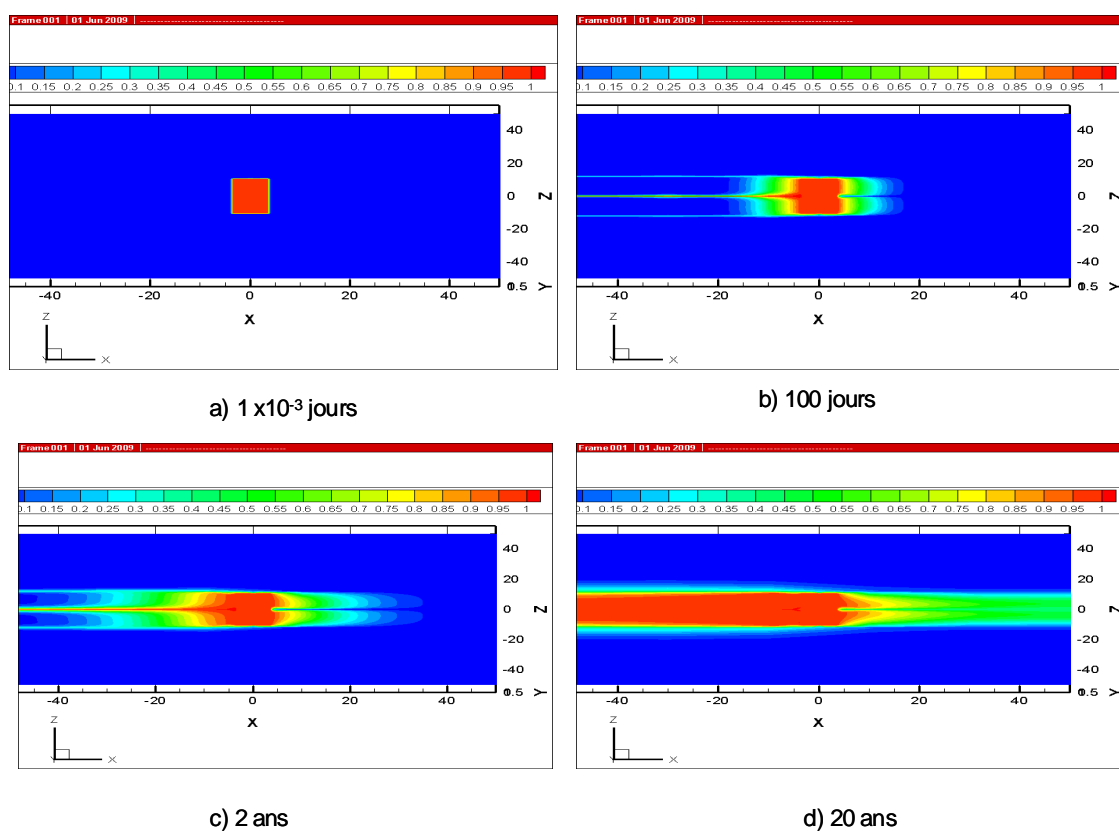


Figure 6.54 Évolution des isocontours de concentration en fonction du temps, cas du chantier à proximité d'un réseau de fractures orthogonales, ouverture uniforme de 0.3 mm.

Le comportement mécanique de chaque fracture a ensuite été analysé à l'aide du code Phase<sup>2</sup>. Les variations de la contrainte normale ainsi que du déplacement de cisaillement obtenues le long de chaque fracture sont montrées sur les figures VI.6 à VI.13 de l'annexe III.

Chaque fracture (horizontale et verticale) a été discrétisée selon la variation de la contrainte normale le long du joint. Les contraintes normales moyennes effectives sur chaque segment de joint ont été déterminées en utilisant les pressions moyennes calculées par HydroGeosphere. Ces valeurs sont ensuite introduites dans le modèle CSDS pour déterminer les ouvertures mécaniques et ainsi les nouvelles ouvertures hydrauliques. Au total, 64 segments de fracture ont été obtenus avec cette méthodologie de discrétisation (avec 64 différentes ouvertures). Le tableau 6.8 résume les ouvertures hydrauliques calculées pour les différents joints (valeurs données pour la moitié seulement de la longueur de chaque joint par effet de symétrie). Ce tableau montre que pour chaque fracture (horizontale et verticale) la plus grande ouverture est obtenue pour la plus faible valeur de la contrainte normale moyenne. Le relâchement des contraintes normales effectives produit une ouverture des joints. Lorsque la contrainte normale effective augmente et dépasse la contrainte initiale, l'ouverture obtenue est plus faible à cause de la fermeture du joint. Ceci est notamment le cas du joint situé à  $x = 0$  m avec une ouverture qui a diminuée de 0.3 mm à 0.065 mm pour le segment proche du chantier (pour  $z$  positif). Un autre segment du joint horizontal traversant le chantier (de part et d'autre) a été légèrement fermé avec une ouverture qui a diminuée de 0.3 mm à 0.259 mm. Ces nouvelles ouvertures sont introduites de nouveau dans le code HydroGeosphere pour évaluer l'effet sur la distribution des charges hydrauliques et les concentrations de contaminants.

Tableau 6.8 Nouvelles valeurs des ouvertures des joints calculées selon le modèle CSDS, à partir des résultats obtenus avec Phase<sup>2</sup>, chantier à proximité d'un réseau de fractures orthogonales.

joint horizontal	$\sigma'_{\text{nmoy}}$ (MPa)	$u_{\text{moy}}$ (mm)	$e_h$ (mm)	longueur du segment (m)
$z = 0 \text{ m}$	1.55	$5.46 \times 10^{-4}$	0.372	5.0
	1.67	$2.29 \times 10^{-3}$	0.353	14.5
	1.76	$4.23 \times 10^{-3}$	0.338	16.3
	2.28	$9.0 \times 10^{-3}$	0.259	1.2
	0.89	$1.22 \times 10^{-2}$	0.486	3.3
$z = 12 \text{ m}$	1.67	$1.86 \times 10^{-1}$	0.388	23.6
	1.51	$6.48 \times 10^{-1}$	0.510	14.6
	0.88	$8.70 \times 10^{-1}$	0.665	1.2
	1.57	$9.30 \times 10^{-1}$	0.560	5.8
	1.36	$8.91 \times 10^{-1}$	0.581	1.5
$z = 30 \text{ m}$	1.75	$7.43 \times 10^{-2}$	0.356	28
	1.82	$4.25 \times 10^{-2}$	0.338	10
	2.02	$3.06 \times 10^{-2}$	0.303	7.5
$z = -12 \text{ m}$	1.43	$1.86 \times 10^{-1}$	0.427	23.6
	1.27	$6.48 \times 10^{-1}$	0.550	14.6
	0.64	$8.70 \times 10^{-1}$	0.709	1.2
	1.33	$9.30 \times 10^{-1}$	0.591	5.8
	1.12	$8.91 \times 10^{-1}$	0.627	1.5
$z = -30 \text{ m}$	1.15	$7.43 \times 10^{-2}$	0.463	28
	1.22	$4.25 \times 10^{-2}$	0.438	10
	1.42	$3.06 \times 10^{-2}$	0.40	7.5



Tableau 6.8 (suite et fin) Nouvelles valeurs des ouvertures des joints calculées selon le modèle CSDS, à partir des résultats obtenus avec Phase<sup>2</sup>, chantier à proximité d'un réseau de fractures orthogonales.

joint vertical	$\sigma'_{nmoy}$ (MPa)	$u_{moy}$ (mm)	$e_h$ (mm)	longueur du segment (m)
x = 0 m	3.59	$8.69 \times 10^{-6}$	0.351	14.5
	3.96	$5.96 \times 10^{-5}$	0.307	17.8
	6.11	$1.02 \times 10^{-3}$	0.065	4.8
x = 10 m	3.70	$3.34 \times 10^{-2}$	0.345	31.8
	2.41	$6.19 \times 10^{-1}$	0.652	15.6
x = 30 m	3.53	$4.24 \times 10^{-2}$	0.369	22
	2.90	$2.05 \times 10^{-1}$	0.492	24
x = - 30 m	3.56	$4.24 \times 10^{-2}$	0.365	22
	2.93	$2.05 \times 10^{-1}$	0.481	24
x = - 10 m	3.71	$3.34 \times 10^{-2}$	0.343	31.8
	2.42	$6.19 \times 10^{-1}$	0.638	15.6

Les mêmes conditions initiales et aux limites que celles du cas avec des fractures d'une même ouverture (de 0.3 mm) ont été appliquées ici. La répartition obtenue des isocontours de charges hydrauliques à  $t = 1$  an est montrée sur la figure 6.55. Comme pour le cas de fractures orthogonales avec une ouverture uniforme, la figure 6.55 montre que ce sont les fractures horizontales situées à - 12 m, 0 m et + 12 m qui ont un effet significatif sur la distribution des charges. La variation de l'ouverture le long des joints a induit ici un effet plus important de ces fractures. Ceci est dû à l'augmentation de l'ouverture le long des segments constituant ces fractures.

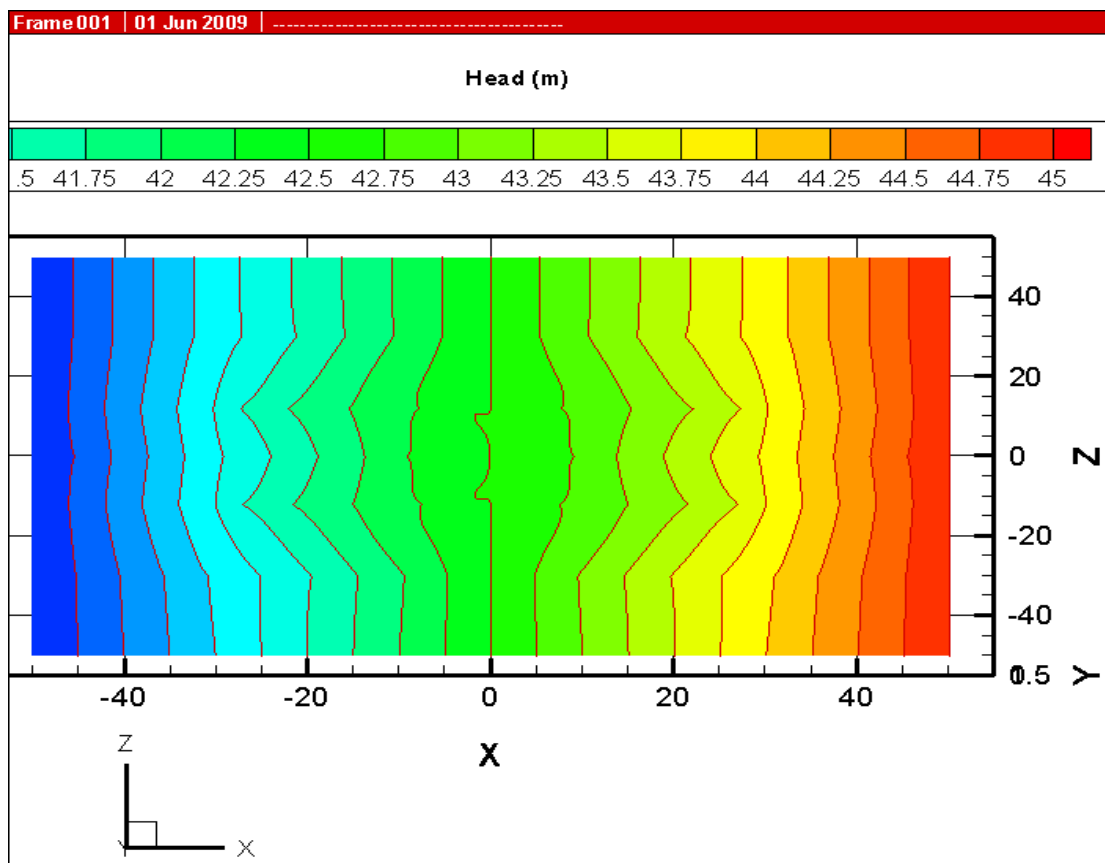


Figure 6.55 Isocontours des charges hydrauliques à  $t = 1$  an, chantier à proximité d'un réseau de fractures orthogonales, ouverture variable (cas avec 64 fractures).

La figure 6.56 montre les vecteurs vitesses dans la zone autour du chantier. Cette figure montre que la norme des vecteurs vitesses est plus importante le long de la fracture située à  $z = 0$  m, ce qui implique un écoulement d'eau plus important à travers cette fracture. En comparant ces résultats à ceux de la figure 6.53, on note que l'écoulement est plus important ici car il y a eu augmentation des ouvertures le long de la fracture.

On peut aussi noter un écoulement à travers les fractures horizontales situées à  $z = -12$  m et  $+12$  m, mais cet écoulement est moins important que celui dans la fracture située à  $z = 0$  m.

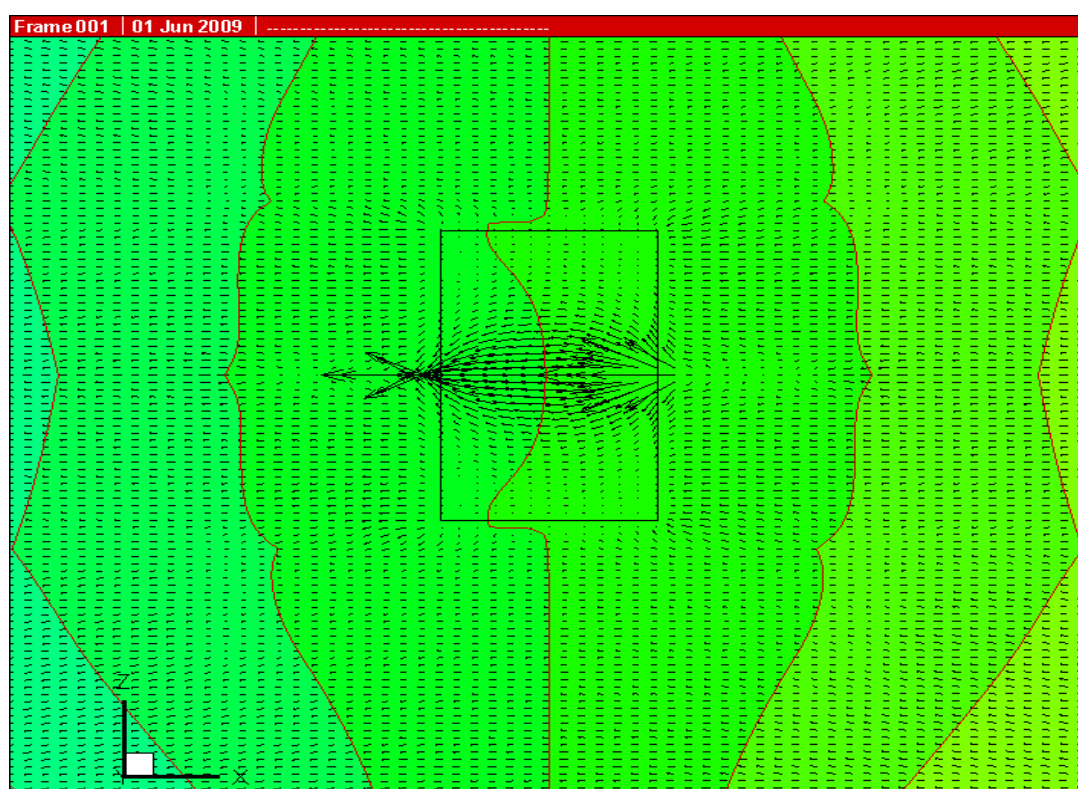


Figure 6.56 Vecteurs vitesses à  $t = 1$  an, cas du chantier à proximité d'un réseau de fractures orthogonales, fractures d'ouvertures variables.

La figure 6.57 montre les variations des charges hydrauliques le long de la fracture horizontale située à l'élévation  $z = +12$  m pour les cas avec une ouverture uniforme et avec des ouvertures variables.

La figure 6.57 indique que lorsque la fracture est d'ouverture constante, il y a une augmentation linéaire de la charge hydraulique. Dans le cas d'une fracture discrétisée avec différentes ouvertures, l'augmentation de la charge hydraulique n'est plus linéaire. Ceci est dû au contraste de conductivités hydrauliques à saturation le long de la fracture causé par la variation des ouvertures. Lorsque l'ouverture est uniforme, le gradient hydraulique (non montré ici) est constant le long de la fracture et égal à 0.05. Par contre, pour une fracture d'ouverture non uniforme, le gradient hydraulique est variable selon les différents segments (pour différentes ouvertures).

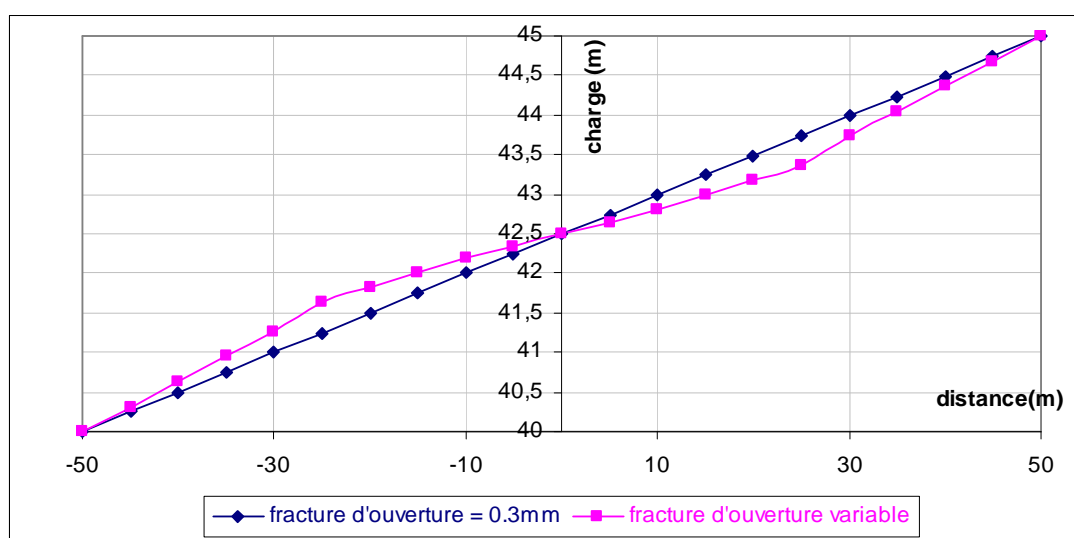


Figure 6.57 Comparaison des charges hydrauliques le long de la fracture horizontale située à  $z = 0$  m et à  $t = 365$  jours, chantier à proximité des fractures orthogonales.

L'évolution des isocontours de la concentration en fonction du temps pour le cas de fractures avec ouvertures variables est montrée sur la figure 6.58. Le résultat obtenu est un peu différent de celui du cas de fractures avec une ouverture uniforme (figure 6.54). La figure 6.58 montre une migration préférentielle de contaminants à travers la fracture horizontale située à  $z = 0$  m.

En comparaison avec la figure 6.54, cette migration est plus lente. Après deux ans, le panache de contamination évolue très peu. Ceci s'explique par le fait que lorsque l'ouverture est variable et qu'il y a un contraste de conductivité hydraulique à saturation, l'écoulement d'eau est bloqué. Ainsi, la non uniformité des ouvertures ralentie la migration des contaminants et empêche l'écoulement de l'eau dans la fracture.

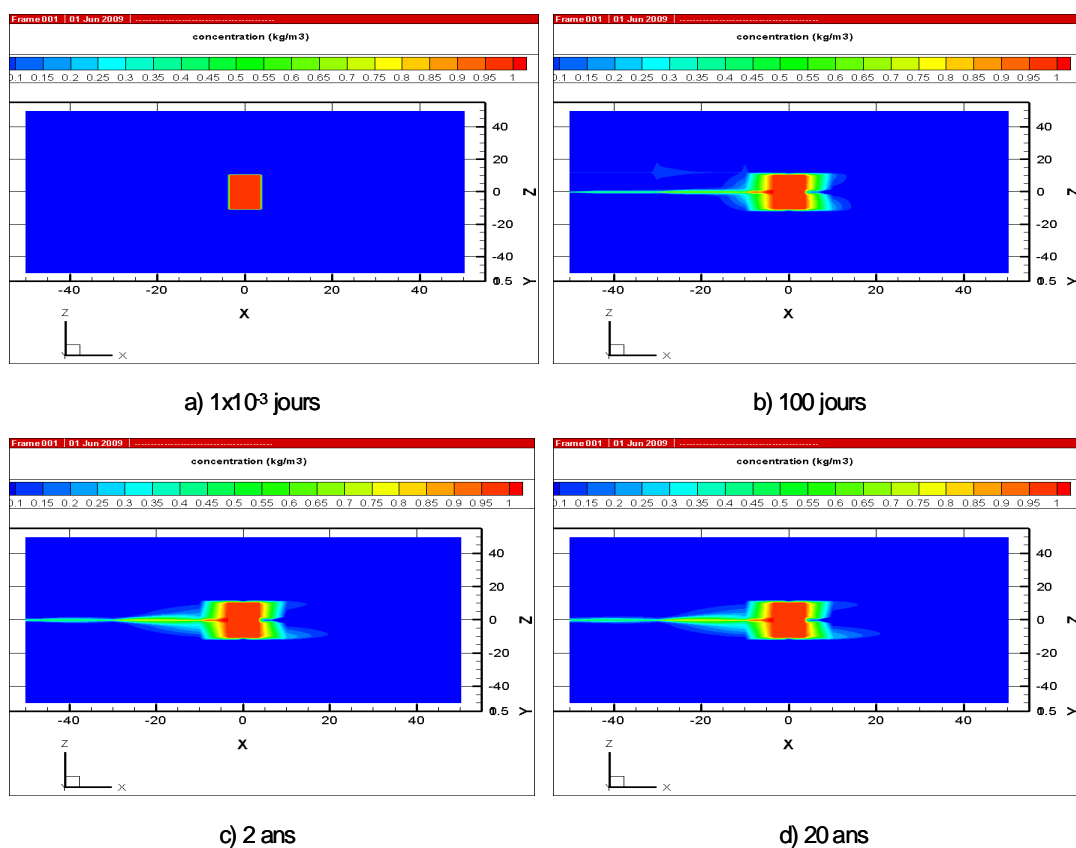


Figure 6.58 Isocontours de concentration en fonction du temps, cas du chantier à proximité d'un réseau de fractures orthogonales, ouverture variable (cas avec 64 fractures).

## 6.5 Discussion des résultats

La première partie de ce chapitre a permis d'étudier l'écoulement et le transport de contaminants autour d'une excavation souterraine remblayée (dimensions du modèle: 21 m en x et 33 m en z, chantier de largeur 3.5 m et de hauteur 15 m) avec une fracture horizontale près du haut du chantier. En conditions d'écoulement saturé, les résultats montrent que la présence du chantier remblayé perturbe l'écoulement. Par exemple, il y a une cassure dans la variation de la charge hydraulique le long de l'axe horizontal. La charge reste pratiquement constante à l'endroit du chantier, car il y a peu de perte de charges à cet endroit. Lorsque le remblai peut constituer une source de contamination, l'analyse numérique montre qu'il y a une migration latérale des contaminants. Cette migration augmente en fonction du temps et les contaminants se dirigent vers les frontières perméables verticale et à la base du modèle. Lorsqu'une fracture approche le chantier, son effet devient encore plus significatif sur la distribution des charges et sur la migration des contaminants. Il y a alors une migration préférentielle à travers la fracture et les contaminants migrent plus rapidement et peuvent atteindre des distances plus élevées. La position de la fracture par rapport au chantier remblayé affecte donc l'écoulement et le transport de contaminants.

En conditions d'écoulement non saturées, on tend vers un état d'équilibre ayant la même distribution des charges hydrauliques que pour le cas saturé au temps  $t = 100$  jours. Pour le transport de contaminants, il n'y a pas une grande différence par rapport au cas saturé. Ceci peut être dû aux conditions initiales et aux limites imposées. Toutefois, l'analyse de la contamination autour d'un point d'observation ( $x = 5$  m,  $z = 20$  m) a montré que les concentrations sont un peu plus élevées en écoulement saturé.

Avec un réseau de fractures orthogonales dans le massif rocheux (10 fractures verticales et 12 fractures horizontales) d'une ouverture de 0.3 mm, les résultats montrent que ce sont les fractures horizontales qui se rapprochent du chantier qui ont l'effet le plus significatif sur la distribution des charges hydrauliques. Pour le transport des contaminants, il y a une importante migration à travers le réseau des fractures orthogonales. Les contaminants migrent par advection à travers les fractures horizontales grâce à leur grande conductivité hydraulique à saturation et à leur capacité à acheminer de l'eau. On note aussi une interconnexion entre les fractures horizontales et verticales. Au bout de 2 ans, tout le front de contamination s'est déplacé vers la gauche dans le sens du gradient régional.

Le comportement mécanique du joint a été évalué en utilisant le code Phase<sup>2</sup> sur un modèle simple comportant une fracture horizontale à mi-hauteur. Les résultats montrent que la variation de la contrainte normale en fonction du déplacement normal du joint est linéaire avec une pente égale à la rigidité normale du joint. Aussi, la contrainte de cisaillement augmente linéairement en fonction du déplacement de cisaillement jusqu'à atteindre une valeur au pic ( $\tau_p$ ), puis elle reste constante à  $\tau_p$ .

Afin de relier le comportement hydraulique du joint à son comportement mécanique, une méthodologie de couplage hydromécanique indirecte a été développée. Cette méthodologie a été appliquée à un modèle dont les dimensions sont de 100 m par 100 m (x variant entre - 50 m et + 50 m et z variant entre -50 m et + 50 m). Ces dimensions ont été retenues afin d'éviter l'effet des frontières sur la réponse mécanique du joint avec le code Phase<sup>2</sup>. Le chantier remblayé a une largeur de 7 m et une hauteur de 21 m. La méthodologie de couplage consiste à calculer les valeurs des ouvertures hydrauliques suite à l'application de la pression d'eau moyenne et la variation des contraintes normales et de cisaillement le long de la fracture (ou des fractures pour le cas d'un réseau orthogonal).

La pression d'eau moyenne est calculée à l'aide du code HydroGeosphere en déterminant la distribution des charges le long de la fracture (ou de chaque fracture pour le cas avec réseau orthogonal).

Le code Phase<sup>2</sup> permet d'obtenir les variations de la contrainte normale et du déplacement de cisaillement en fonction de la distance le long des fractures. Une discrétisation de ces deux courbes est réalisée afin de déterminer la contrainte normale moyenne et le déplacement de cisaillement moyen pour chaque segment. La pression d'eau moyenne obtenue avec HydroGeosphere permet de calculer les contraintes normales moyennes effectives. Ces dernières sont introduites dans le modèle CSDS pour déterminer le déplacement normal de chaque segment correspondant à chaque déplacement de cisaillement moyen. L'ouverture hydraulique se calcule par l'addition de l'ouverture mécanique induite à l'ouverture initiale (de 0.3 mm). La fracture discrétisée en différents segments, avec les nouvelles valeurs des ouvertures, sert pour une deuxième simulation avec HydroGeosphere avec la fracture d'ouverture variable pour voir son effet sur la distribution des charges hydrauliques et la migration des contaminants.

Pour le cas d'une fracture horizontale à proximité du chantier, des contraintes principales verticale et horizontale de 20 et 40 MPa respectivement, ont d'abord été utilisées pour la simulation mécanique avec le code Phase<sup>2</sup>. Ces contraintes permettent de simuler le cas d'un chantier profond même si celui-ci est situé à 50 m de la surface. La pression d'eau moyenne calculée avec HydroGeosphere le long de la fracture est de 0.305 MPa (charges hydrauliques appliquées de 40 m et 45 m respectivement à  $x = -50$  m et  $+50$  m). La méthodologie de couplage engendre des valeurs d'ouverture plus élevées que la valeur initiale de 0.3 mm, car il y a ouverture du joint suite à l'effet de la pression d'eau. Les résultats obtenus avec HydroGeosphere montrent que la distribution de la charge hydraulique le long de la fracture discrétisée n'est plus linéaire. Il y a une



augmentation rapide de la charge près des frontières gauche et droite, mais elle reste constante autour de la zone du chantier où il y a peu de pertes de charge.

L'effet de la fracture est différent sur la migration des contaminants selon que l'ouverture est uniforme ou non. Lorsque l'ouverture est constante (égale à 0.3 mm) il y a une migration préférentielle des contaminants à travers la fracture.

On note aussi une augmentation des concentrations en fonction du temps avec un panache qui suit le gradient hydraulique régional. Par contre, lorsque l'ouverture est variable le long du joint, la migration préférentielle des contaminants est moins marquée. Le contraste de conductivité hydraulique induit par le changement des ouvertures fait que les contaminants n'arrivent pas à atteindre la fracture. Le calcul des gradients sur les différents segments du joint a montré qu'il y a une grande différence dans les valeurs. La discrétisation du joint en différents segments indépendants a donc eu une influence sur les résultats.

La méthodologie de couplage a aussi été appliquée au cas d'un réseau de fractures orthogonales à proximité du chantier. Au total, dix fractures ont été ajoutées au massif rocheux, d'une ouverture initiale de 0.3 mm. Les résultats obtenus pour une première simulation avec HydroGeosphere montrent que ce sont les fractures horizontales situées à proximité du chantier qui ont un effet significatif sur la distribution des charges hydrauliques. L'effet du chantier sur la distribution des charges demeure bien présent. Pour le transport des contaminants, il y a une migration préférentielle à travers la fracture horizontale située à  $z = 0$  m. Il y a une augmentation des concentrations en fonction du temps avec une migration dans le sens du gradient hydraulique régional. Aussi, il y a dispersion des contaminants vers les fractures horizontales situées juste au dessus et en dessous du chantier.

Pour la simulation avec Phase<sup>2</sup>, des contraintes principales verticale et horizontale de 2 et 4 MPa, respectivement ont été utilisées. Ces contraintes plus faibles que celles utilisées pour le premier cas (chantier à proximité d'une fracture horizontale) permettent

de simuler le cas d'un chantier moins profond. Cette simulation a montré que le comportement normal et de cisaillement de chaque fracture est différent selon sa position par rapport au chantier. Une première simulation avec HydroGeosphere a permis de déterminer les pressions d'eau moyennes le long de chaque fracture verticale et horizontale.

Ces pressions d'eau moyennes varient entre 0.1 et 0.7 MPa. Pour les fractures verticales, la pression d'eau moyenne varie très peu et elle se situe autour de 0.4 MPa. Les pressions d'eau obtenues avec HydroGeosphere permettent de calculer les contraintes normales effectives et les nouvelles valeurs des ouvertures hydrauliques, qui varient d'une fracture à une autre et d'un segment à un autre le long d'une même fracture. Des ouvertures supérieures ou inférieures à l'ouverture initiale ont été obtenues. Chaque fracture a été discrétisée en un nombre de segments selon la variation de la contrainte normale effective. Pour chaque segment, une nouvelle ouverture a été calculée. La nouvelle simulation avec HydroGeosphere a montré que l'effet des fractures horizontales à proximité du chantier sur la distribution des charges hydrauliques devient plus significatif par rapport au cas de fractures d'ouverture uniforme. Ceci s'explique par l'augmentation des ouvertures le long des segments constituant ces fractures. Cette variabilité dans les ouvertures induit un contraste de conductivité hydraulique saturée des fractures.

Pour le transport de contaminants, il y a une migration préférentielle à travers la fracture située à  $z = 0$  m. Cette migration est moins significative par rapport au cas de fractures avec une ouverture uniforme. Après un temps de 100 jours, le profil de contamination ne progresse plus. Ceci est dû au fait qu'à 100 jours, le régime stationnaire est atteint et les charges hydrauliques ne varient pas. Cette discontinuité dans les ouvertures a pu stopper la migration des contaminants.

## 6.6 Analyse et discussion de tous les résultats

Dans cette section, on discute les résultats présentés aux différents chapitres de cette thèse. On discutera aussi des avantages et des limites du code HydroGeosphere ainsi que les limites d'application de la méthodologie de couplage hydromécanique indirecte qui a été développée entre les codes HydroGeosphere et Phase<sup>2</sup>.

Les simulations numériques préliminaires présentées au chapitre 3 ont permis de valider le code HydroGeosphere en comparant les résultats obtenus à ceux du code commercial SEEP/W (de Geoslope Inc.). Ces différents calculs ont montré que les deux codes produisent pratiquement les mêmes résultats pour différentes conditions d'écoulement (saturé et non saturé, régimes permanent et transitoire). Les petites différences dans les résultats peuvent être dues aux maillages adoptés avec les deux codes ou aux critères de convergence. HydroGeosphere offre l'avantage d'utiliser plusieurs types de maillage : uniforme, variable et interactif. Généralement, lorsqu'on simule des conditions d'écoulement non saturé, il est souhaitable de considérer un maillage plus fin afin de mieux s'approcher de la solution et tenir compte des variations de la conductivité hydraulique et de la teneur en eau en fonction de la pression.

L'étude de sensibilité a permis de vérifier l'application de la loi cubique d'écoulement utilisée par HydroGeosphere, qui relie le débit d'écoulement dans une fracture au cube de son ouverture. Cette loi cubique est une simplification de la réalité. Pour des applications plus réalistes, il faudrait mieux tenir compte de l'effet de la rugosité de surface et du frottement qui peuvent affecter l'ouverture et ainsi le débit d'écoulement. L'étude de sensibilité a aussi montré l'influence du maillage sur la qualité des résultats. Plus le maillage est fin (nombre d'éléments plus grand), plus la superposition entre les courbes de rétention d'eau (CRE) des matériaux à l'entrée et à la sortie du code est exacte. Cette comparaison des CRE permet de vérifier de moins partiellement la validité des résultats donnés par le code.

Toutefois, il serait aussi souhaitable de trouver une façon de comparer la conductivité hydraulique des matériaux à l'entrée et à la sortie du code (voir discussion de Fala et al., 2002). Ceci permettrait de s'assurer de la convergence et de la stabilité du code HydroGeosphere. Notons que HydroGeosphere permet d'extraire seulement les valeurs de conductivité hydraulique à saturation. La simulation numérique de la migration de contaminants à travers une fracture inclinée dans un milieu poreux a produit la même variation de concentration en contaminants en fonction du temps que celle trouvée par Graf et Therrien (2007), qui ont utilisé le code Frac3DVS (ancienne version de HydroGeosphere). Ceci a permis aussi de s'assurer de la qualité des résultats obtenus avec le code HydroGeosphere.

Dans le chapitre 4, l'écoulement non saturé, en régime transitoire, ainsi que le transport de contaminants autour d'une fosse axisymétrique ont été simulés. Les rejets miniers sont entreposés dans une fosse axisymétrique d'une profondeur de 150 m. Deux types de rejets ont été considérés : les roches stériles et les rejets de concentrateur. Pour chaque type du matériau, plusieurs simulations ont été réalisées en fonction des conditions initiales et des conditions aux frontières, le flux de précipitation imposé en surface et le type du roc (homogène ou fracturé). Les résultats obtenus avec HydroGeosphere ont montré que, sous l'effet des précipitations, il y a une augmentation du degré de saturation en fonction du temps, ce qui implique un remplissage de la fosse. Les variations de la charge hydraulique, du degré de saturation et de la pression d'eau sont plus importantes pour une fosse remplie de rejets de concentrateurs. Ceci peut être dû au contraste de conductivité hydraulique élevé entre le roc et les stériles. Pour une fosse remplie de stériles miniers, la variation de la charge, du degré de saturation et de la pression est plus importante dans le roc que dans les stériles (qui ont une conductivité hydraulique plus élevée que les rejets de concentrateurs). Le contraire se passe pour une fosse remplie de rejets de concentrateurs. Pour tous les cas, le roc reste à un degré de saturation élevé.

Lorsque les rejets sont initialement plus humides (niveau initial de la nappe plus élevé), les variations de la charge hydraulique et de la teneur en eau en fonction du temps deviennent plus significatives.

Les résultats ont aussi montré que la réponse de la fosse dépend de la durée des précipitations par rapport à celle sans pluie, et aussi de la valeur du flux imposé en surface. D'une façon générale, plus la période de pluie est longue, plus les variations de la pression et du degré de saturation sont importantes et plus le remplissage de la fosse est marqué.

En présence de fractures verticales, les variations du degré de saturation et de la pression d'eau deviennent moins significatives, surtout dans le massif rocheux. Il y a alors une désaturation du système lié à un écoulement préférentiel et rapide à travers les fractures (car l'eau n'a pas assez de temps pour s'accumuler). Cette désaturation devient plus prononcée en présence d'un réseau de fractures orthogonales.

Des analyses ont aussi été effectuées en considérant les rejets comme source de contamination. La migration de contaminants se fait alors principalement en profondeur lorsque le massif rocheux est homogène (non fracturé). La migration latérale dépend des conditions imposées le long de la frontière verticale et aussi de la présence des fractures horizontales. En présence des fractures, il y a une migration préférentielle des contaminants. Les concentrations deviennent plus élevées et les contaminants peuvent migrer à des distances plus élevées. Vu la grande conductivité hydraulique à saturation des fractures, la migration des contaminants se fait par advection. Les fractures ont ainsi un effet très significatif car elles constituent des chemins préférentiels pour l'écoulement de l'eau et la migration des contaminants. Ceci peut augmenter le risque de contamination environnementale.

Les simulations à l'aide du code HydroGeosphere ont aussi montré qu'une augmentation de l'ouverture des fractures induit une augmentation du débit d'écoulement et une migration plus significative des contaminants par advection.

Une augmentation du coefficient de diffusion effectif libre ( $D$ ) cause une amplification de la migration de contaminants. Les contaminants atteignent des distances plus élevées.

L'application de l'approche conceptuelle du milieu poreux équivalent (MPE) au problème de la fosse axisymétrique a permis de mettre en évidence les limites de cette approche. Les résultats obtenus montrent que les variations de la pression d'eau et du degré de saturation sont proches de celles d'un massif avec des fractures orthogonales, mais ce n'est pas le cas pour le transport de contaminants. En effet, en utilisant des paramètres hydrauliques équivalents, le panache de contamination est moins étendu avec le MPE que lorsque les fractures sont présentées discrètement. Avec un MPE, il n'y a pas de migration préférentielle des contaminants à travers les fractures. Ceci peut entraîner une sous estimation des concentrations et de l'étendue du panache de contamination. En pratique, l'application de l'approche conceptuelle du MPE nécessiterait un réseau de fractures plus dense. La porosité équivalente pourrait aussi être évaluée différemment, pour obtenir une base de comparaison plus représentative.

Dans le chapitre 5, une fosse symétrique de 100 m de profondeur, d'une pente au talus de 69 degrés, et de dimensions 800 m en  $x$  et 300 m en  $z$  a été simulée. Un gradient hydraulique régional horizontal de 0.0125 a été appliqué. Lorsque le massif rocheux est homogène (non fracturé), les résultats ont montré une augmentation des charges hydrauliques et des degrés de saturation en fonction du temps sous l'effet des précipitations. Cette augmentation est plus importante du côté gauche du modèle conceptuel que du côté droit, soit dans le sens du gradient régional.

Les variations de la charge hydraulique, de la pression d'eau et du degré de saturation sont alors plus importantes dans le roc que dans les stériles, contrairement au cas d'une fosse remplie de rejets de concentrateur. Le panache de contamination obtenu est pratiquement symétrique à cause de la faible valeur du gradient, mais la migration est plus significative en profondeur que latéralement.

La migration des contaminants est moins marquée pour une fosse remplie de rejets de concentrateur que pour une fosse remplie de stériles miniers.

En présence de fractures verticales (d'une ouverture de 0.3 mm), l'augmentation de la charge hydraulique est moins significative dans la fosse remplie de stériles, ce qui limite les variations de la pression d'eau et du degré de saturation en fonction du temps. Par contre, la charge hydraulique augmente de façon continue pour une fosse remplie de rejets de concentrateur. Pour les deux types de matériau, la migration des contaminants est plus importante en présence des fractures verticales que pour un roc homogène. Il y a une migration préférentielle à travers les fractures et les contaminants migrent plus rapidement. En présence d'un réseau de fractures orthogonales, il y a une désaturation du système et la migration des contaminants devient plus prononcée à cause d'un écoulement important à travers les fractures. Le panache de contamination devient alors orienté vers la droite, dans le sens du gradient régional. Ainsi, les fractures orthogonales amplifient l'effet du gradient hydraulique régional. L'augmentation du gradient hydraulique (de 0.0125 à 0.025) entraîne un écoulement d'eau plus rapide. Les variations de la charge hydraulique et du degré de saturation deviennent alors plus prononcées. Aussi, la migration des contaminants est plus marquée car le transport par advection devient plus significatif.

L'application de l'approche conceptuelle du milieu poreux équivalent (MPE) peut engendrer des résultats différents selon le type de matériau de la fosse. La migration des contaminants obtenue avec l'approche MPE est très différente de celle avec des fractures

de façon discrète car la migration préférentielle des contaminants à travers le réseau de fractures ne peut être simulée.

Lorsqu'on choisit d'enfouir les rejets miniers sous-terre, on est confronté au problème des contraintes engendrées par le poids des terres, ce qui affecte le champ des contraintes autour de l'excavation et de la fracture à proximité du chantier. Au chapitre 6, l'analyse de l'écoulement et du transport de contaminants autour d'un chantier remblayé à proximité d'une fracture ou d'un réseau de fractures orthogonales a été réalisée. Deux modèles conceptuels avec des dimensions différentes ont été considérés. La simulation du premier modèle (21 m en x et 33 m en z; chantier de 3.5 m de largeur et de 15 m de hauteur) a permis de confirmer et de compléter les résultats de Tremblay (2005). On a vu que la présence du chantier perturbe l'écoulement dans le massif. La distribution des charges hydrauliques montre qu'il n'y a pas de perte de charge dans le chantier. Une fracture peut influencer l'écoulement et le transport de contaminants, mais son effet dépend de sa position par rapport au chantier. Une fracture éloignée du chantier aura moins d'effet sur la distribution des charges et le transport de contaminants. Lorsque la fracture est située à proximité du chantier, la migration préférentielle des contaminants à travers la fracture devient plus significative. La migration se fait alors dans le sens du gradient hydraulique régional appliqué, ce qui peut augmenter le risque de contamination environnementale.

En présence d'un réseau de fractures orthogonales, il y a une interconnexion entre les fractures, ce qui engendre un écoulement plus important et une migration de contaminants plus marquée à travers les fractures verticales.

L'étude de sensibilité réalisée à l'aide du code Phase<sup>2</sup> (de Rocscience) a permis de déterminer les lois de comportement mécanique du joint utilisées par le modèle. Les résultats obtenus ont montré que le comportement normal du joint est élastique-linéaire, avec une pente égale à la rigidité normale du joint.



En cisaillement, Phase<sup>2</sup> utilise le modèle de Barton-Bandis avec une relation linéaire entre la contrainte de cisaillement et le déplacement de cisaillement jusqu'à atteindre une valeur au pic. La contrainte reste constante au-delà de cette condition.

La méthodologie de couplage hydromécanique indirecte entre les deux codes (HydroGeosphere et Phase<sup>2</sup>) a été appliquée au deuxième modèle du chantier avec des dimensions plus grandes (100 m en x et 100 m en z; chantier d'une largeur de 7 m et une hauteur de 21 m). Pour un premier cas de situation, des contraintes verticale et horizontale élevées (de 20 MPa et 40 MPa respectivement) ont été appliquées. Ces valeurs pourraient représenter les conditions d'un chantier profond (même si le chantier est situé à 50 m de la surface). Une seule fracture horizontale située à 1.5 m de la surface du chantier a été ajoutée. La simulation avec HydroGeosphere a permis de calculer la pression d'eau moyenne le long de la fracture d'ouverture uniforme (de 0.3 mm). Cette pression est de 0.305 MPa. En appliquant la méthodologie de couplage et en utilisant le modèle CSDS (Simon, 1999), on a constaté que les nouvelles ouvertures calculées étaient toutes supérieures à leur valeur initiale. En discrétisant le joint en différents segments selon les différentes ouvertures, une nouvelle distribution des charges hydrauliques a été obtenue avec HydroGeosphere. Dans ce cas, la variation de la charge le long du joint n'est pas linéaire. Il y a une plus grande perte de charge aux extrémités du modèle, et elle est plus faible dans la zone autour de l'excavation. Lorsque l'ouverture est uniforme, il y a une migration préférentielle de contaminants à travers le joint et cette migration augmente en fonction du temps dans le sens du gradient régional appliqué. Lorsque l'ouverture est non uniforme le long du joint, la migration préférentielle est moins évidente. La discrétisation du joint en différents segments indépendants crée un contraste d'ouverture et un contraste de conductivité hydraulique à saturation. Ceci produit un gradient hydraulique qui fluctue le long du joint.

Le chantier est situé dans un massif comportant un réseau de fractures orthogonales pour un deuxième cas de situation. Au total, 10 fractures ont été ajoutées au roc avec deux fractures qui interceptent le chantier verticalement et horizontalement. Des contraintes verticale et horizontale de 2 MPa et 4 MPa, respectivement ont été appliquées afin de simuler un chantier situé à plus faible profondeur. Pour chaque fracture, la pression d'eau moyenne a été calculée avec le code HydroGeosphere. Les pressions d'eau obtenues varient entre 0.12 MPa et 0.72 MPa. Les nouvelles ouvertures calculées par couplage indirect varient entre 0.065 mm et 0.71 mm. Chaque fracture a été discrétisée en différents segments ayant différentes ouvertures, et une nouvelle simulation a été réalisée avec HydroGeosphere. Pour le cas d'une ouverture uniforme, ce sont les fractures horizontales situées à proximité du chantier qui ont un effet significatif sur la distribution des charges hydrauliques. L'effet est localisé près du chantier. La migration des contaminants se fait à travers les fractures horizontales et il y a une augmentation en fonction du temps. Par contre, lorsque l'ouverture est variable le long des différents joints, l'effet sur la distribution des charges s'étend sur toute la longueur des fractures. Aussi, la migration des contaminants est moins importante que pour une ouverture uniforme.

Les résultats obtenus avec la méthodologie de couplage indirecte sont incomplets. Il faudrait terminer la boucle du couplage en discrétisant les fractures en différents segments (avec différentes ouvertures) dans le code Phase<sup>2</sup>. Ceci permettrait de voir l'effet de la discrétisation sur le comportement mécanique des joints. Par ailleurs, nous pensons qu'il serait plus pertinent d'utiliser un seul code qui fait intervenir les deux composantes, hydraulique et mécanique. Ceci permettrait de lier directement l'effet de la pression et des contraintes sur le changement de l'ouverture le long des joints sans passer par la discrétisation avec un couplage indirect.

Enfin, notons que certaines difficultés ont été rencontrées en utilisant le code HydroGeosphere. Par exemple, lorsqu'on simule des conditions d'écoulement non saturées, la convergence du code peut causer certains problèmes. Dans certains cas, le code fait des calculs sans converger. Dans d'autres cas, il arrête le calcul dès le premier pas du temps, ou parfois il y a des messages d'erreur.

Certains paramètres hydriques des matériaux, tels que la teneur en eau résiduelle, la pression d'entrée d'air et le contraste de conductivité hydraulique à saturation peuvent jouer un rôle sur la convergence du code. Aussi, lorsqu'on simule des structures avec des géométries complexes, il n'est pas facile de créer le maillage voulu. Plusieurs fois, on a eu recours à un autre code pour créer le maillage (Gridbuilder dans le cas de ce projet). Un maillage plus fin aurait nécessité un recours à des machines plus puissantes.

Certains problèmes ont aussi été rencontrés avec l'utilisation du code Tecplot pour extraire les résultats à la sortie du code HydroGeosphere. Par exemple, lorsqu'on simule plusieurs fractures, il est difficile d'extraire les données spécifiques à chaque fracture. Parfois, les valeurs données par Tecplot et celles obtenues avec HydroGeosphere n'étaient pas très cohérentes.

Malgré ces réserves, les outils de calcul utilisés dans ce projet se sont révélés pertinents et utiles pour analyser divers scénarios reliés à l'entreposage des rejets miniers dans les ouvertures dans le massif rocheux.

## CHAPITRE 7: CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

La compréhension du mouvement des fluides dans les roches est un des éléments les plus importants pour la solution de différents problèmes hydrogéotechniques. C'est le cas, par exemple, des fuites à travers les tunnels et sous les barrages, le mouvement de fluide dans les milieux naturellement fracturés et la migration des produits dérivés du stockage des rejets. Les différents types de rejets produits par une exploitation minière sont généralement entreposés en surface ou enfouis dans les excavations. L'écoulement des fluides est, dans plusieurs cas, contrôlé par l'écoulement le long des joints ou fissures présentes dans le massif. Les joints peuvent avoir une grande influence sur les écoulements souterrains et le transport de contaminants. La propagation des contaminants à travers les réseaux de fractures peut s'étendre sur de grandes distances par rapport à la source. Notre projet visait à analyser les différents types d'écoulement dans les rejets miniers entreposés dans les massifs rocheux fracturés et à évaluer les caractéristiques de la migration des contaminants qui engendrent un risque environnemental.

La déformation de la masse rocheuse peut résulter en la fermeture, le cisaillement et/ou la dilatation des joints. Cette déformation peut être la conséquence du changement des contraintes imposées au massif et/ou de la pression d'eau (ce qui revient à un changement des contraintes effectives agissant sur les joints). Ainsi, il était important pour une partie de notre étude de tenir compte des interactions entre le comportement mécanique et hydraulique des discontinuités afin de mieux représenter la réalité. Dans ce contexte, une méthodologie de couplage hydromécanique indirecte entre les deux codes numériques utilisés ici (HydroGeosphere et Phase<sup>2</sup>) a été développée.

La méthodologie de couplage indirect a été appliquée à l'aide de la loi de comportement du modèle CSDS au cas d'un chantier remblayé à proximité d'une seule fracture horizontale et d'un réseau de fractures orthogonales. Dans le cas des excavations souterraines, les contraintes appliquées sont généralement plus élevées que pour les fosses à ciel ouvert, ce qui peut affecter l'ouverture des fractures.

Le code HydroGeosphere de Therrien et al. (2005) permet de simuler l'écoulement variablement saturé et le transport de contaminants dans les milieux fracturés. Les résultats préliminaires (présentés au chapitre 3) ont permis de valider l'utilisation du code et d'évaluer certaines de ses composantes. L'étude de sensibilité a mis en évidence l'importance de certains paramètres et leur effet sur les résultats, tels que la taille du maillage, l'ouverture et la distribution statistique des fractures ainsi que leur densité.

Une des méthodes qui peut permettre de diminuer le volume de rejets miniers entreposés en surface et de minimiser leur impact environnemental consiste à les entreposer dans les excavations minières. Ce mode de gestion peut, sous certaines conditions, présenter un risque environnemental. Les nombreux résultats numériques obtenus avec HydroGeosphere nous ont permis de mettre en évidence le rôle primordial des fractures sur le contrôle de l'écoulement et le transport de contaminants. La présence des fractures affecte la distribution des charges hydrauliques en causant par exemple une désaturation du système à cause d'un écoulement rapide dans les fractures. Ces dernières accentuent la migration des contaminants et augmentent le risque d'impact environnemental à plus grande échelle.

L'application de l'approche conceptuelle du milieu poreux équivalent, en utilisant des propriétés équivalentes pour le roc et le système de fractures présentes, ne permet pas de bien prédire la migration des contaminants dans le cas des massifs fracturés. En effet, cette approche sous-estime généralement l'étendue du panache de contamination et les valeurs des concentrations locales.

À cet égard, il est primordial de considérer les fractures de façon discrète et de considérer séparément et conjointement les propriétés du massif rocheux et des fractures.

L'approche du milieu poreux équivalent est plus appropriée pour des milieux très fracturés, mais les résultats montrés ici indiquent qu'elle n'est pas adéquate lorsque le massif rocheux ne contient que quelques fractures. Aussi, il est important de trouver une façon afin de calculer la porosité équivalente.

Lorsque les rejets miniers sont entreposés dans une fosse symétrique en présence d'un gradient hydraulique régional, l'effet des fractures vient amplifier celui du gradient régional. Les simulations réalisées avec HydroGeosphere ont montré qu'en présence d'un réseau de fractures orthogonales, les contaminants visent les fractures pour migrer rapidement et le panache de contamination est alors orienté dans le sens du gradient. Le risque de contamination d'un cours d'eau à proximité de la fosse devient ainsi plus élevé.

Les entreprises minières qui choisissent d'enfouir les rejets sous-terre devraient porter une attention particulière à la présence des fractures à proximité du chantier. Ces fractures entraînent une migration rapide des contaminants autour des rejets. Le changement des contraintes autour de la fracture et la pression d'eau interstitielle entraîne une variation de l'ouverture le long du joint, ce qui affecte l'écoulement et le transport des contaminants. Les résultats montrent qu'il faut considérer les aspects hydraulique et mécanique conjointement. Dans certains cas, les aspects chimiques et thermiques pourraient aussi être considérés étant donné qu'ils peuvent interagir et affecter les résultats.

Cette thèse apporte plusieurs contributions scientifiques et techniques qui peuvent être utiles pour les études futures sur les écoulements et le transport de contaminants dans les milieux fracturés. On peut mentionner les points suivants :

- Les résultats montrent comment les fractures influencent l'écoulement et le transport de contaminants pour les simulations réalistes. Les résultats confirment qu'il est primordial de bien caractériser les fractures ou le système de fractures présent dans le massif rocheux. Outre leur position, l'ouverture des fractures serait le paramètre le plus important à considérer.
- On a vu aussi que l'enfouissement des rejets miniers dans les fosses et les excavations souterraines peut s'avérer une bonne façon de minimiser l'impact environnemental de ces rejets. Toutefois, en présence de réseaux importants de fractures, le risque de contamination des eaux souterraines et de la nappe d'eau peut être accentué. Ceci doit être pris en compte dans l'analyse des aspects environnementaux.
- Dans les zones où il y a présence d'un gradient hydraulique régional important, le risque de contamination devient plus prononcé lorsque le massif rocheux est fracturé. Les contaminants migrent dans le sens du gradient régional ce qui peut augmenter le risque de contamination des eaux souterraines.
- Lorsqu'on utilise une fosse pour enfouir les rejets miniers, il serait prudent d'y enfouir les rejets de concentrateur plutôt que des stériles miniers. Les rejets de concentrateur présentent moins de risque de contamination des eaux souterraines et de la nappe d'eau (selon les résultats obtenus ici).
- Les résultats montrent également que pour un massif rocheux fracturé, les contaminants migrent essentiellement par advection. Pour un coefficient de diffusion effectif typique (de  $2 \times 10^{-10} \text{ m}^2/\text{s}$ ), la diffusion moléculaire serait peu significative.

- On a aussi montré que lorsque les rejets miniers sont enfouis sous-terre, le chantier perturbe l'état des contraintes et l'écoulement. Ceci a une influence sur la distribution des charges hydrauliques. La présence d'une fracture à proximité du chantier affecte aussi l'écoulement et le transport de contaminants. Son influence est plus significative lorsqu'elle est plus proche du chantier.

Les contraintes appliquées autour de l'excavation affectent l'uniformité de l'ouverture le long du joint. Cette variation des ouvertures a des répercussions importantes sur l'écoulement et le transport de contaminants.

Lorsque le chantier est profond (avec des contraintes naturelles élevées), la variation des ouvertures (obtenue par couplage hydromécanique) est peu significative, alors que si le chantier est situé proche de la surface (avec des contraintes plus faibles), la variation des ouvertures le long des joints peut être plus prononcée. Notons que les cas présentés et analysés pour le chantier remblayé ne peuvent pas nécessairement être généralisés pour d'autres conditions initiales et aux frontières.

Les simulations numériques présentées dans cette thèse contribuent à l'amélioration de nos connaissances sur les écoulements et le transport de contaminants autour des zones d'entreposage des rejets miniers. L'utilisation du code HydroGeosphere nous a permis de démontrer l'importance de considérer les fractures de façon discrète dans un modèle de simulation.

### **Recommandations pour travaux futurs**

Dans la perspective des suites de ce travail, plusieurs thèmes peuvent être envisagés. Nous recommandons les travaux suivants :



- La loi cubique reliant le débit d'écoulement au cube de l'ouverture d'une fracture, utilisée par le code HydroGeosphere, est une simplification et ne reflète pas bien la réalité. Il serait utile de développer une façon de tenir compte de l'effet de la rugosité de surface et du frottement et de les incorporer dans le code.
- Afin de vérifier la validité des résultats obtenus avec HydroGeosphere, il est recommandé de comparer les conductivités hydrauliques des matériaux à l'entrée et à la sortie du code (en plus de comparer les courbes de rétention d'eau).

On pourra déterminer la conductivité hydraulique à la sortie du code à partir des valeurs des vitesses d'écoulement et du gradient hydraulique en quelques points spécifiques.

- Le code HydroGeosphere est un code très utile et très puissant. Il permet non seulement de simuler les écoulements et le transport de contaminants dans les milieux fracturés mais aussi dans les milieux poreux. En conditions d'écoulement saturé, le code converge rapidement et nécessite peu de temps et de puissance d'ordinateur. Mais, lorsqu'on travaille en écoulement non saturé, plus de données sur les matériaux utilisés seront nécessaires. Aussi, on doit utiliser un maillage plus fin dans les zones non saturées. Normalement, le choix de la taille des éléments devrait être en fonction des caractéristiques hydriques de chaque matériau. Ceci n'était pas applicable pour les cas des fosses parce que le code Gridbuilder qui a été utilisé pour générer le maillage ne nous permettait pas de fixer le maillage voulu pour chaque matériau. On était obligé de considérer un maillage uniforme pour tout le modèle. Un maillage plus fin avec plus de nœuds et plus d'éléments aurait demandé plus de temps avec notre machine de calcul (entre 1 heure et demi et 2 heures pour 19422 nœuds et 19120 éléments pour le problème de la fosse axisymétrique). Pour un maillage plus fin, on recommande d'utiliser des machines plus puissantes avec de plus grandes mémoires.

Une grande difficulté en écoulement non saturé est dans la détermination de la courbe de rétention d'eau des fractures. Il est suggérer de déterminer les teneurs en eau à partir de la distribution statistique des ouvertures pour obtenir la courbe de rétention d'eau.

- Il serait souhaitable de comparer les résultats de calcul du code HydroGeosphere à des mesures de terrain ou à des essais au laboratoire.
- Des simulations numériques complémentaires pourraient être réalisées notamment pour le cas des fosses. Une condition de charge hydraulique variable en fonction du temps serait plus réaliste pour simuler une mine après la fermeture. On aurait donc une saturation progressive avec la remontée de la nappe.
- On pourrait aussi réaliser des simulations en considérant des fractures inclinées avec différentes orientations et différents espacements. Le code HydroGeosphere offre la possibilité de générer des fractures de façon aléatoire. Ceci permettrait de s'approcher plus de la réalité. Aussi, on pourrait simuler le transport de contaminants réactifs pour prévoir leur devenir.
- Pour le cas des chantiers remblayés, on pourrait simuler un chantier incliné pour voir l'effet sur le changement des contraintes et son influence sur les résultats. Afin de s'approcher de conditions plus réalistes, on pourrait considérer un nombre de fractures variables avec la profondeur.
- Afin d'améliorer la qualité des résultats du couplage hydromécanique, il serait pertinent d'incorporer la méthodologie de couplage développée durant la thèse directement dans un code, ou d'utiliser un code numérique qui inclut déjà les deux composantes (hydraulique et mécanique).

La méthodologie de couplage présentée dans cette thèse a néanmoins permis de mettre en valeur l'effet des contraintes et de la pression d'eau sur le changement d'ouverture le long du joint et son influence sur les résultats d'écoulement et du transport de contaminants.

Enfin, nous pensons que des simulations numériques en trois dimensions seraient souhaitables dans certains cas pour mieux représenter le système des fractures et mieux visualiser le réseau d'écoulement.

## BIBLIOGRAPHIE

AMADEI, B. et ILLANGASEKRE, T. (1992). Analytical solutions for steady and transient flow in non-homogeneous and anisotropic rock joints. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science and Geomechanical Abstracts*, 22 (23), 121-140.

AMTEC ENGINEERING. (2003). Tecplot. Version 10.0. [logiciel]. États-Unis.

AUBERTIN, M., FALA, O., MOLSON, J., GAMACHE-ROCHETTE, A., LAHMIRA, B., MARTIN, V., LEFEBVRE, R., BUSSIÈRE, B., CHAPUIS, R.P., CHOUTEAU, M. et WILSON, W.G. (2005). Évaluation du comportement hydrogéologique et géochimique des haldes à stériles. *Symposium sur l'Environnement et les Mines*, Rouyn-Noranda, Québec, Canada.

AUBERTIN, M., MBONIMPA, M., BUSSIÈRE, B. et CHAPUIS, R.P. (2003). A model to predict the water retention curve from basic geotechnical properties. *Canadian Geotechnical Journal*, 40 (6), 1104-1122.

AUBERTIN, M., BUSSIÈRE, B., BERNIER, L., CHAPUIS, R.P., JULIEN, M., BELEM, T., SIMON, R., MBONIMPA, M., BENZAAZOUA, M. et LI, L. (2002). La gestion des rejets miniers dans un contexte de développement durable et de protection de l'environnement. *Congrès annuel de la Société Canadienne de Génie Civil*, article No. GE-045, 1-10. Montréal, Québec, Canada.

AUBERTIN, M., BUSSIÈRE, B. et BERNIER, L. (2002). *Environnement et gestion des rejets miniers*. [Manuel sur cédérom]. Montréal, Canada : Presses Internationales de Polytechnique.

AUBERTIN, M., BUSSIÈRE, B., AACHIB, M., CHAPUIS, R.P. et CRESPO, J.R. (1996). Une modélisation numérique des écoulements non saturés dans des couvertures multicouches en sols. *Hydrogéologie*, 1, 3-13.

BALLIVY, G., LADANYI, B. et GILL, D.E. (1978). Variation des caractéristiques mécaniques des roches fissurés en fonction de l'humidité ambiante. *Proc. 3<sup>rd</sup> Int.Cong. Geol.*, 2, 7-16.

BANDIS, S.C., LUMSDEN, A.C. et BARTON, N.R. (1981). Experimental studies of scale effects on the shear behavior of rock joints. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 18, 1-21.

BANDIS, S.C., LUMSDEN, A.C. et BARTON, N.R. (1983). Experimental studies of scale effects on the shear behavior of rock joints. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 18, 1-21.

BARTON, N.R. (1973). Review of a new shear strength criterion for rock joints. *Engineering Geology*, 7, 287-332.

BARTON, N.R. et CHOUBEY, V. (1977). The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock Mechanics*, 10 (1), 1-54.

BARTON, N.R., BANDIS, S. et BAKHTAR, K. (1985). Strength, deformation and conductivity coupling of rock joints. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science and Geomechanical Abstracts*, 22 (23), 121-140.

BARTON, N.R. et OLSSON, R. (2001). An improved model for hydromechanical coupling during shearing of rock joints. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. 38, 317-329.

BEAR, J. (1993). *Modeling Flow and Contaminant Transport in Fractured Rocks*. Sous la direction de Bear, J., Tsang, C.F. et Marsily, G. San Diego : Academic Press, Inc.

BEN ABDELGHANI, F., SIMON, R., AUBERTIN, M., THERRIEN, R. et MOLSON (2009). Modelling water flow and transport of contaminants from mine wastes stored in open pits within fractured rock. Proceedings of 62<sup>nd</sup> Canadian Geotechnical Conference. Halifax, Canada.

BEN ABDELGHANI, F., SIMON, R., AUBERTIN, M., THERRIEN, R. et MOLSON (2008). Use of the HydroGeosphere model to simulate flow and mass transport in fractured rock excavations filled with mine wastes. Proceedings of SCGC Conference. Québec, Canada.

BEN ABDELGHANI, F., SIMON, R., AUBERTIN, M. et THERRIEN, R. (2008). Modélisation numérique des écoulements et du transport de contaminants dans les mines à ciel ouvert. Communication par affiche. Troisième Symposium sur l'Environnement et les Mines. Rouyn-Noranda, Québec, Canada.

BEN ABDELGHANI, F., SIMON, R., AUBERTIN, M., THERRIEN, R. et MOLSON, J. (2007) Numerical analysis of water flow and contaminant transport through mining wastes disposed in fractured rock. Proceedings of the 60<sup>th</sup> Annual CGS and 8th Joint, IAH-CNC Groundwater Specialty Conference. Ottawa, Canada.

BENJELLOUN, H.Z. (1991). Étude expérimentale et modélisation du comportement hydromécanique des joints rocheux. Thèse de doctorat en génie mécanique, Université Josef Fourier, Grenoble I, France.

BENZA AZOUA, M., TIKOU, B., OUELLET, S. et MAMADOU, F. (2003). Utilisation du remblai en pâte comme support de terrain, partie II : comportement à court, à moyen et à long terme. Symposium international Après-mines (5 à 7 février 2003). Nancy, France.

BENZA AZOUA, M., FALL, M., et OUELLET S. (2004). Étude pluridisciplinaire visant à mettre au point un outil expert pour la prédiction du comportement des remblais en pâte. Études et recherches, rapport R-390, IRSST.

BEREST, P. (2000). Comportement mécanique des discontinuités. *Manuel de Mécanique des Roches, Tome 1 : Fondements*. Paris: Presses de l'École des Mines.

BERKOWITZ, B. (1994). Modeling flow and contaminant transport in fractured media. *Advances in porous media* (vol. 2, pp. 397- 451). Sous la direction de Corapcioglu, M.Y. Amsterdam, The Netherlands : Elsevier.

BERKOWITZ, B. (2002). Characterizing flow and transport in fractured geological media : A review. *Advances in Water Resources*, 25, 861-884.

BILLAUX, D., FEUGA, B. et GENTIER, S. (1984). Étude théorique et en laboratoire du comportement d'une fracture rocheuse sous contrainte normale. *Revue Française de Géotechnique*, 26, 21-29.

BOLSHOV, L, KONDRATENKO, P., MATVEEV, L. et PRUESS, K. (2008). Elements of Fractal Generalization of Dual-Porosity Model for Solute Transport in Unsaturated Fractured Rocks. *Vadoze Zone Journal*, 7 (4), 1152-1160.

BOULON, J.M., SELVADURAI, S.P.A., BENJELLOUN, H. ET FEUGA, B. (1993). Influence of rock joint degradation on hydraulic conductivity. *International Journal of Rock Mechanics Mining Sciences and Geomechanical Abstracts*, 7 (30), 1311-1317.

BROUYÈRE, S. (2006). Modelling the migration of contaminants through variably saturated dual-porosity, dual-permeability chalk. *Journal of contaminant Hydrology*. 82, 195-219

BROWN, S.R. (1987). Fluid flow through rock joints: effects of surface roughness. *Journal of Geophysical Research*, 92 (B2), 1311-1317.

CHAPUIS, R.P. (1999). Guide des essais de pompage et leurs interprétations. Les publications du Québec. Sainte – Foy : Québec.

CHAPUIS, R.P., CHENAF, D., BUSSIÈRE, B., AUBERTIN, M. et CRESPO, R, (2001). A user's approach to assess numerical codes for saturated and unsaturated seepage conditions. Canadian Geotechnical Journal, 38, 1113-1126.

CHEN, Z., NARAYAN, P.S., et RAHMAN, S.S. (2000). An experimental investigation of hydraulic behaviour of fractures and joints in granitic rock. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 37, 1061-1071.

CHERRY, J.A. (1989). Hydrogeologic contaminant behaviour in fractured and unfractured clayey deposits in Canada. Contaminant Transport in Groundwater (pp.11-20). Balkema, Rotterdam: H.E. Kobus and W. Kinzelbach.

CIFUENTES, E. (2006) Modélisation numérique des écoulements non saturés dans des couvertures à effets de barrière capillaire inclinées. Maîtrise ès sciences appliquées, Département des génies civil, géologique et des mines, École polytechnique de Montréal, Montréal, Québec, Canada.

CHUGH, A.K. (1981). Pore water pressure in natural slopes. International Journal for Numerical and Analysis methods in Geomechanics, 5(4), 449-454.

COLENCO POWER ENGINEERING Ltd. (2005). Hydrogeological modelling of fractured media. Tiré de [http://www.Af-Colenco.com/pdf/ge/GE\\_fract\\_media\\_E.pdf](http://www.Af-Colenco.com/pdf/ge/GE_fract_media_E.pdf)

COOK, P. G. (2003). A guide to regional Groundwater flow in fractured rock aquifers. CSIRO Land and Water, Glen Osmond, SA, Australia.

COREY, A.T. (1994). Mechanics of immiscible fluids in porous media. Water Resources Publications (3<sup>ème</sup> édition). Ranch, Colo.



DAVIS, O.R. et SALT, G. (1986). Strength of undulating shear surfaces in rock. *Géotechnique*, 36, 503-509.

DEERE, D.U. (1964). Technical description of rock cores for engineering purposes. *Rock Mechanics & Engineering Geology*, 1, 17-22.

ELSWORTH, D., MASE R.CH. (1993). Groundwater in rock engineering. *Comprehensive Rock Engineering*, 201-226.

ENGELDER, T. et SCHOLZ, C.H. (1981). Fluid flow along very smooth joints at effective pressures up to 200 MPa. In *mechanical behaviour of crystal rocks*. *American Geophysics*, 24, 147-152.

ESAKI, T., DU, S., MITANI, Y., IKUSADA, K., JING, L. (1999). Development of a shear-flow test apparatus and determination of coupled properties for a single rock joint. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 36, 641-650.

FALA, O. (2008). Analyse des conditions d'écoulement non saturé dans les haldes à stériles. Thèse de doctorat. École Polytechnique de Montréal, Québec, Canada.

FALA, O., AUBERTIN, M., BUSSIÈRE, B., CHAPUIS, R.P. (2002) Analyse numérique des écoulements non saturés dans des haldes à stériles. Conférence Canadienne de géotechnique (55<sup>ème</sup> édition). Niagara Falls, Canada.

FALL, M. et BENZAAZOUA, M. 2003. Modeling and simulation of paste backfill performance properties. Conférence canadienne de géotechnique (56<sup>ème</sup> édition). Québec, Canada.

FRANKE, R. (1985). Thin plate splines with tension. *Computer Aided Geometric Design* 2, 87-95.

FREEZE, R.A. et CHERRY, J.A. (1979). Groundwater. Upper Saddle River, New Jersey: Prentice Hall.

GAGNON, D. (1983). Résistance à long terme des roches dans les environnements miniers. Mémoire M.Sc.A. École Polytechnique de Montréal, Montréal, Canada.

GALE, J. (1990). Hydraulic behaviour of rock joints. Proceedings of international symposium on Rock joints, (pp. 351-362). Balkema, Rotterdam: Barton and Stephansson.

GALE, J.E. et RAVEN, K.G. (1980). Effect of sample size on stress-permeability relationship for natural fractures. Technical Information Report. (No. 48).

GALE, J.E. (1982). The effects of fracture type (induced versus natural) on the stress-fracture closure- fracture permeability relationships. Proceedings of the 23<sup>rd</sup> U.S. Rock Mechanics Symposium. (pp. 290-298). Berkeley, California.

GAMACHE-ROCHETTE, A. (2004). Une étude de caractérisation en laboratoire et sur le terrain des écoulements de l'eau dans les roches stériles. Maîtrise ès sciences appliquées, Département des génies civil, géologique et des mines, École polytechnique de Montréal, Montréal, Québec, Canada.

GERRARD, C.M. (1986). Shear failure of rock joints: appropriate constraints for empirical relation. International Journal of Rock Mechanics and mining sciences. 23 (6), 421- 429.

GHOGOMU, F.N. et THERRIEN, R. (2000). Reactive mass transport modeling in discretely-fractured porous media. Computational methods in water resources, (XIII, pp. 285 - 292). Balkema, Rotterdam : Bentley et al.

GODBOUT, J., BUSSIÈRE, B., AUBERTIN, M., BELEM, T., BENZAAZOUA, M. (2004). Evolution des propriétés de rétention d'eau des remblais miniers cimentés en pâte durant le curage. 57<sup>ème</sup> congrès canadien de géotechnique. Québec, Canada.

GOODMAN, R.E. (1976). *Methods of Geological Engineering in Discontinuous rocks*. St.Paul: West Pub.co.

GOODMAN, R.E. (1980, 1989). *Introduction to rock mechanics*. New York: John Wiley and Sons.

GOODMAN, R.O., TAYLOR, R.L. et BREKKE, T.L. (1968). A model for the mechanics of jointed rock. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*. ASCE. 94 (3), 637-659.

GRAF, T. (2005). *Modeling Coupled Thermohaline Flow and Reactive Solute Transport in Discretely-Fractured Porous Media*. Thèse en Sciences de la Terre, Université Laval, Québec, Canada.

GRAF, T. et THERRIEN, R. (2007). Coupled thermohaline groundwater flow and single-species reactive transport in fractured porous media. *Advances in Water Resources*, 30, 742-771.

HANS, J. (2002). *Étude expérimentale et modélisation numérique multiéchelle du comportement hydromécanique de répliques de joints rocheux*. Thèse en génie civil, spécialité mécanique, Université Joseph Fourier – Grenoble I, Grenoble, France.

HOEK, E., KAISER, P.K. et BAWDEN, W.F. (1995). *Support of Underground Excavations in hard rock*. Rotterdam: Balkema.

HOPKINS, L.D. (2000). The implications of joint deformation in analyzing the properties and behavior of fractured rock masses, underground excavations, and faults. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 37, 175-202.

HOTEIT, H. et FIROOZABADI, A. (2008). An efficient numerical model for incompressible two-phase flow in fractured media. *Advances in Water Resources*, 31, 891-905.

HOUSEWORTH, J.E. (2006). An analytical model for solute transport in unsaturated flow through a single fracture and porous rock matrix. *Water Resources Research*, 42, 1 - 22.

HUANG, Q., HUANG, G. et ZHANG, H. (2008). A finite element solution for the fractional advection-dispersion equation. *Advances in Water Resources*, 31, 1578 -1589.

ITASCA (2009). Flac3D, Fast Lagrangian Analysis of Continua. [logiciel]. Version 4.0

INDRARATNA, B. et RANJITH, P. (2001). Hydromechanical aspects and unsaturated flow in jointed rock. Tokyo: A.A.Balkema pub.

IVARS, M.D. (2006). Water inflow into excavations in fractured rock – a three dimensional hydro-mechanical numerical study. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 43, 705-725.

JAEGER, J.C. and COOK, N.G.W. (1979). *Fundamentals of Rock Mechanics* (3rd edition). London: Chapman and Hall.

JING, L., MA., Y. et FANG, Z. (2001). Modeling of fluid flow and solid deformation for fractured rocks with discontinuous deformation analysis (DDA) method. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 38, 343-355.

KADIRI, I. (2002). Modélisation hydromécanique des milieux fracturés. Thèse en génie civil, hydrosystèmes et géotechnique, Institut National Polytechnique de Lorraine, France.

KENNY, G., THERRIEN, R., FORTIN, A. et TIBIRNA, C. (2004). Large-scale mass transport modeling in discretely-fractured porous media. 57<sup>ième</sup> congrès canadien de géotechnique, Québec, Canada.

KIRBY, S.H. et McCORMICK, J.W. (1984). Inelastic properties of rocks and minerals: Strength and rheology. CRC Handbook of physical Properties of Rocks. CRC Press Inc.

KIM, M-H., INOUE, J., et HORII, H. 2004. Flow analysis of jointed rock masses based on excavation-induced transmissivity change of rough joints. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 41, 959-974

KONZUK, S.J., KUEPER, H.B. (2004). Evaluation of cubic law based models describing single-phase flow through a rough-walled fracture. Water Resources Research, 40 (02402), 1-17.

LADANYI, B. et ARCHAMBAULT, G. (1970). Simulation of the shear behaviour of a jointed Rock mass. Proceedings of the 11<sup>th</sup> Symposium of Rock Mechanics (AIME), 105-125.

LAMONTAGNE, E. (2001). Étude hydromécanique d'une fracture en cisaillement sous contrainte normale constante. Thèse en ressources minérales, Université de Québec à Chicoutimi, Québec, Canada.

LAPCEVIC, P.A., NOVAKOWSKI, K.S. et SUDICKY, E.A. (1999). Groundwater flow and solute transport in fractured media. Handbook of Groundwater Engineering. Sous la direction de Delleur, J.W. Boston, É.U.: CRC Press LLC.

LEDOUX, C., THERRIEN, R., NOVAKOWSKI, K., and KIRKWOOD, D. (2004). Investigation of the impact of fracture intersection on solute transport in fractured carbonate. In Proceedings of the 5th Joint CGS/IAH Groundwater Specialty Conference (October 24-27, 8 p). Quebec, Canada.

LEE, S.D. et MOON, H.K. (2004). Hydro-mechanical modelling of tunnel excavation in fractured rock masses by a 3-D discrete fracture network approach. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 41(3), 1-6.

LEE, S.H. et CHO, F.T. (2002). Hydraulic characteristics of rough fractures in linear flow under normal and shear load. *Rock mechanics and Rock Engineering*, 35 (4), 299-318.

LOUIS, C. (1968). Étude des écoulements d'eau dans les roches fissurées et de leurs influences sur la stabilité des massifs rocheux. BRGM. Bulletin de la Direction des Études et Recherches. EDF Série A, 3 : 5-132.

LOUIS, C. (1976). Introduction à l'hydraulique des roches. Thèse de doctorat d'état. Université Pierre et Marie-Curie, Paris VI.

MAKURAT, A., BARTON, N. ET RAD, S.N. (1990). Joint conductivity variation due to normal and shear stresses. *Proceedings of International Society of Rock Mechanics*. Leon. Norway: Barton and Stephansson.

MCLAREN, R. (2005). Grid Builder [logiciel, V.5.61]. A 2D triangular mesh generator.

MITCHELL, J.K. (1976). *Fundamentals of Soil Behaviour*. John Wiley and Sons.

MIN, B.K., RUTQVIST, J., TSANG, F.CH., et JING, L. (2004). Stress-dependent permeability of fractured rock masses : a numerical study. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 41, 1191-1210.

MORLIER, P. (1970). Rôle des fluides en mécanique des roches. *Proc. 2<sup>nd</sup> Cong. Int. Soc. Rock Mech.* (Vol.2, pp.57-65).

MOLINERO, J. et SAMPER, J. (2006). Large-scale modelling of reactive solute transport in fracture zones of granitic bedrocks. *Journal of Contaminant Hydrology*, 82, 293-318.

NASTEV, M., SAVARD, M., LAPCEVIC, P., et LEFEBVRE, R. (2004). Hydraulic properties and scale effects investigation in regional rock aquifers, south-western Quebec, Canada. *Hydrogeology Journal*, 12, 257- 269.

NERETNIEKS, I. (1980). Diffusion in the rock matrix: An important factor in radionuclide retardation? *J. Geophys. Res.*, 85, 4379-4397

NGUYEN, T.S. (2000). Mathematical Modelling of an in situ Experiment for the T-H-M Behaviour of Unsaturated Bentonite and Granite Rock Mass. *Proceedings of Canadian Geotechnical Conference*, Montréal, Québec, Canada.

NOVAKOWSKI, K., BICKERTON, G., LAPCEVIC, P., VORALEK, J. et ROSS, N. (2006). Measurements of groundwater velocity in discrete rock fractures. *Journal of Contaminant Hydrology*, 82, 44- 60.

OGATA, A. et BANKS, R. B. (1961). A solution of the differential equation of longitudinal dispersion in porous media. *U.S. Geological Survey Professional Paper* (411-A). U.S. Government Printing Office, Washington, DC.

OLSSON, R. (1998) Mechanical and hydromechanical behavior of hard rock joint – A laboratory study. Thèse de doctorat en génie civil. Université de Chalmers, Suède.

OUELLET, S., BUSSIÈRE, B., BENZAAZOUA, M., AUBERTIN, M. et BELEM, T. (2004). Effect of binder type and mixing water chemistry on microstructural evolution of cemented paste backfill. 57<sup>ième</sup> congrès canadien de géotechnique. Québec, Canada.

PATTON. (1966). Multiple modes of shear failure in rock. *Rock Mechanics*, 1.1, 509-513.

PARATE, N.S. (1973). Influence of water on the strength of limestone. *Trans. Soc. Min. Eng*, 254 (1), 127-131.

PERSOFF, P. et PRUESS, K. (1995). Two-phase flow visualisation and relative permeability measurement I natural rough-walled fractures. *Water Resources Research*, 31 (5), 1175-1186.

POUGET, R. (1998). Analyse de sensibilité de l'écoulement à saturation variable et du transport de contaminants en milieu poreux fracture. Mémoire en génie géologique, Université Laval, Québec, Canada.

PRIEST, D.S. (1993). *Discontinuity analysis for rock engineering*. London: Chapman et Hall.

PYRAK-NOLTE, L.J., MYER, L.R., COOK, N.G.W., WITHERSPOON, P.A. (1987). Hydraulic and mechanical properties of natural fractures in low permeability rock. *International congress on rock mechanics*. Montreal, Canada.

RANJITH, G.P., FOURAR, M., PONG, F.S., CHIAN, W. et HAQUE, A. (2004). Characterisation of fractured rocks under uniaxial loading states. *International Journal of Rock Mechanics and Mining sciences*, 41 (3), paper 1A08, 1-6.

RAVEN, K.G. et GALE, J.E. (1985). Water flow in natural rock fracture as a function of stress and sample size. *International Journal of Rock mechanics and mining sciences geomechanical abstracts*, 22, 251- 261.

REJEB, A. et BRUEL, D. (2001). Hydromechanical effects of shaft sinking at the Sellafeld Site. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 38(1), 17-29.



RICHARDS, L.A. (1931). Capillary conduction of liquids through porous medium. *Journal of Physics*, 1, 318-333.

ROCSCIENCE, INC. (2003). Phase<sup>2</sup>. Version 6.0. [logiciel]. Finite Element Analysis For Excavation. Toronto, Canada.

ROSENBOM, E.A., THERRIEN, R., REFSGAARD, CH.J., JENSEN, H.K., ERNSTSEN, V. et KLINT, S.E. (2009). Numerical analysis of water and solute transport in variably-saturated fractured clayey till. *Journal of Contaminant Hydrology*, 104, 137-152.

SAEB, S. (1990). A variance of the Ladanyi and Archambault's shear strength criterion. *Rock Joints*. Balkema: Barton & Stephansson.

SAGAR, B., RUNCHAL, A. (1977). Permeability of fractured rock : effect of fracture size and data uncertainties. *Water Resources Research*, 18 (2), 266-274.

SAMARDZIOSKA, T. et POPOV, V. (2005). Numerical comparison of the equivalent continuum, non-homogeneous and dual porosity models for flow and transport in fractured porous media. *Advances in Water Resources*, 28, 235-255.

SANDERSON, J.D., ZHANG, X. (1999). Critical stress localization of flow associated with deformation of well-fractured rock masses, with implications for mineral deposits. *Geological Society. Special Publications*, 155, 69-81.

SHARMA, D.H. et REDDY, R.K. (2004). Geoenvironmental engineering, site remediation, waste containment, and emerging waste management technologies. Contaminant transport and fate, (chapitre 8, pp. 167-211). Hoboken, New Jersey: John Wiley and Sons.

SHWARTZ, F.W., SMITH, L. and CROWE, A.S. (1983). A stochastic analysis of macroscopic dispersion in fractured media. *Water Resour. Res.*, 19 (5), 1253-1265.

SIMON, R. (1999). Analysis of fault-slip mechanisms in hard rock mining. Thèse de doctorat. McGill University, Montréal, Canada.

SIMON, R., AUBERTIN, M. et MITRI, S.H. (1999). A non-linear constitutive model for rock joints to evaluate unstable slip. *Proceedings of the 37<sup>TH</sup> U.S. rock mechanics symposium Rock Mechanics for Industry*. Vail, Colorado, USA.

SIMON, R., AUBERTIN, M. et MITRI, S.H. (2000). Stability analysis of underground mine stope near a major geological discontinuity. *Proceedings of the fourth north American rock mechanics symposium. Pacific Rocks 2000*. Narms, Seattle, Washington, USA.

SMALL, J.C. et NG, K.L.A. (1997). Behavior of Joints and Interfaces Subjected to Water Pressure. *Computers and Geotechnics*, 20 (1), 71-93.

SU, G.W., GELLER, J.T., PRUESS, K. et WEN F. (1999). Experimental studies of water seepage and intermittent flow in unsaturated, rough-walled fractures. *Water Resources Research*, 35 (4). 1019-1037.

TERZAGHI, K. (1936). The shearing resistance of saturated soils. *Proceedings of 1<sup>st</sup> International conference on Soil Mechanics*, 1, 54-56.

THÉRIAULT V. (2004). Étude de l'écoulement autour d'une fosse remblayée par une approche de fracturation discrète. Maîtrise ès sciences appliquées, département des génies civil, géologique et des mines, École polytechnique de Montréal, Montréal, Québec, Canada.

THERRIEN, R., et SUDICKY, A.E. (1996). Three-dimensional analysis of variably saturated flow and solute transport in discretely-fractured porous media. *Journal of Contaminant Hydrology*, 23, 1-44.

THERRIEN, R., SUDICKY, E.A. et MCLAREN, R.G., (2001). FRAC3DVS : An Efficient Simulator for Three-dimensional, Saturated-Unsaturated Groundwater Flow and Density-dependant, Chain-Decay Solute Transport in Porous, Discretely-Fractured Porous or Dual-porosity Formations. [logiciel]. INPUT/OUTPUT USER'S GUIDE. R. Therrien, E.A. Sudicky R.G. McLaren Groundwater Simulations Group.

THERRIEN, R., PANDAY, S., MCLAREN, G.R., SUDICKY, A.E., DEMARCO, D., MATANGA, G. et HUYAKORN, P. (2005). HydroGeosphere, a three-dimensional numerical model describing fully-integrated subsurface and overland flow and solute transport. [logiciel]. Draft.

THERRIEN, R., et GRAF, T. (2005). Variable-density groundwater flow and solute transport in porous media containing nonuniform discrete fractures. *Advances in Water Resources*, 28, 1351-1367.

TREMBLAY, D. (2005). Une analyse numérique du comportement hydromécanique des discontinuités en massif rocheux fracturé. Maîtrise ès sciences appliquées. École Polytechnique de Montréal, Québec, Canada.

TSANG, F.C. (1990). Coupled behaviour of rock joints. *Proceedings of international symposium on Rock joints*, (pp. 505-518). Leon, Norway: Barton and Stephansson.

TSANG, W.Y. (1984). The effect of tortuosity on fluid flow through a single fracture. *Water Resources Research*, 20 (9). 1209-1215.

TSANG, F.C., STEPHANSSON, O. (1996). A conceptual introduction to coupled thermo-hydro-mechanical processes in fractured rocks. *Coupled Thermo-Hydro-*

Mechanical Processes of Fractured Media. Developments in Geotechnical Engineering, 79, 1-24.

TWISS, R.J. et MORRES, E.M. (1992). Structural Geology (1<sup>ère</sup> édition). New York : W.H. Freeman and Company.

VAN GENUCHTEN, M.TH. (1980). A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. Soil Science Society of America Journal, 44, 892-898.

WALSH, B.J. (1981). Effect of pore pressure and confining pressure on fracture permeability. International Journal of Rock Mechanics, Mining Sciences and Geomechanical Abstracts. 18, 429-435.

WANG, J.S.Y. et NARASIMHAN, T.N. (1993). Unsaturated flow in fractured porous media. Flow and Contaminant Transport in fractured rock. Sous la direction de Bear, J, Tsang C. F. et Marsily, G. San Diego : Academic Press, Inc.

WANG, J.S.Y. et NARASIMHAN, T.N. (1985). Hydrologic mechanisms governing fluid flow in a partially saturated, fractured, porous medium. Water Resour. Res., 2(12), 1861-1874.

WANG, Z.E., YUE, Q.Z., THAM, G.L., TSUI, Y. et WANG, T.H. (2002). A dual fracture model to simulate large-scale flow through fractured rocks. Canadian Geotechnical Journal, 39, 1302-1312.

WITHERSPOON, A.P. (1986). Flow of groundwater in fractured rocks. Bulletin of the International Association of Engineering Geology. 34, 103-115.

WITHERSPOON, A.P., WANG, J.S.Y., IWAI, K., et GALE, J.E. (1980). Validity of cubic law for fluid flow in a deformable rock fracture. *Water Resources Research*, 16 (6), 1016-1024.

WITHERSPOON, A.P., TSANG, W.Y., LONG, S.C.J. et NOORISHAD, J. (1981). New approaches to problems of fluid flow in fractured rock masses. *Proceedings of the 22<sup>nd</sup> US Symposium on Rock Mechanics. Rock Mechanics from research to application*, (June 28-July 2. P. 3-22). Massachusetts: Institute of Technology.

YUAN, S.C. et HARRISON, J.P. (2005). Development of a hydro-mechanical local degradation approach and its application to modelling fluid flow during progressive fracturing of heterogeneous rocks. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 42, 961-984.

ZHANG, L. and FREDLUND, G.D. (2003). Characteristics of water retention curves for unsaturated fractured rocks. 2<sup>nd</sup> Asia conference on Unsaturated soils, Osaka, Japan, November 2003.

ZHANG, H.Q., ZHAO, Z.Y., TANG, C.A. et SONG, L. (2006). Numerical study of shear behavior of intermittent rock joints with different geometrical parameters. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. 43, 802-816

ZHANG, J., ROEGIERS, C.J., et SPETZLER, A.H. (2004). Influence of stress on permeability around a borehole in fractured porous media. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. 41 (3), paper 2B06, 1-6

ZHOU, Q., LIU, H.H., MOLZ, F.J., ZHANG, Y. et BODVARSSON, G.S. (2007). Field-scale effective matrix diffusion coefficient for fractured rock: Results from literature survey. *Journal of Contaminant Hydrology*, 93, 161-187.

ZIMMERMAN, W.R., CHEN, W.D. et LONG, S.C.J (1990). Hydromechanical coupling between stress, stiffness and hydraulic conductivity of rock joints and fractures. Conference on Rock joints, (pp. 571-577). Balkema. Rotterdam: Barton and Stephansson.

## **ANNEXE I**

Résultats préliminaires obtenus avec HydroGeosphere et SEEP/W

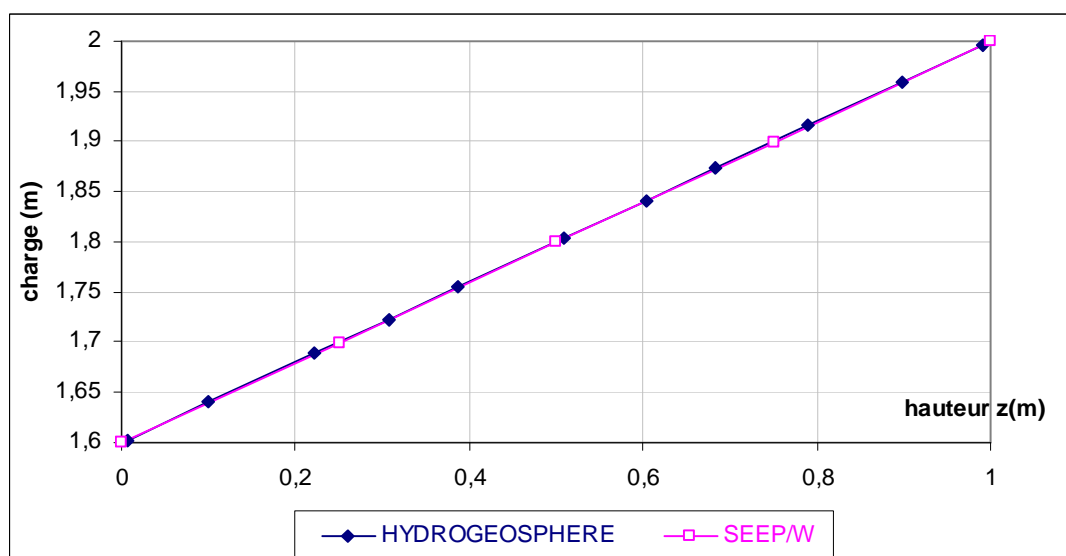


Figure I.1 Comparaison de la variation de la charge hydraulique en fonction de la hauteur, cas d'une colonne avec une seule couche de sol (écoulement saturé).

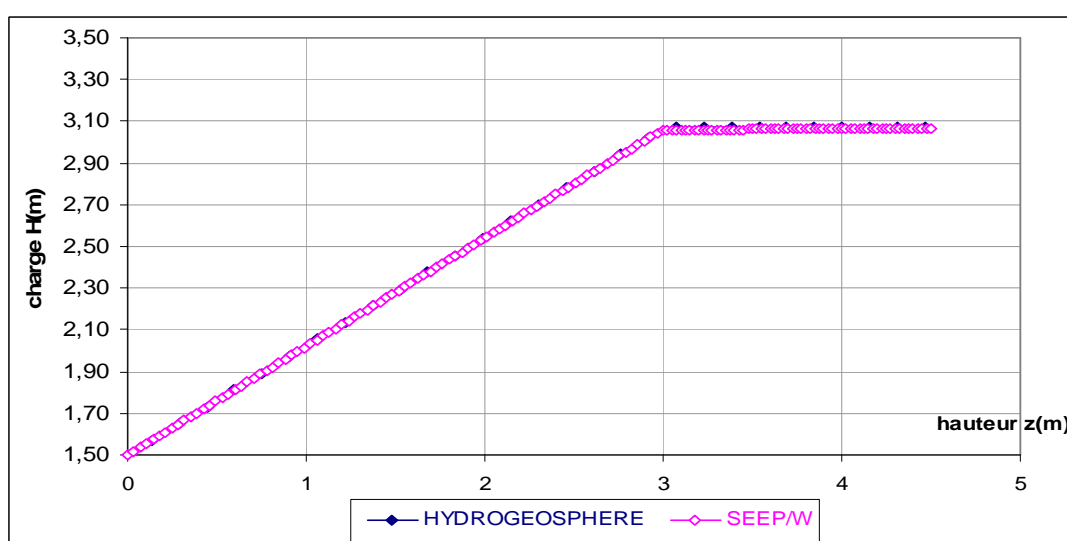


Figure I.2 Comparaison de la variation de la charge hydraulique en fonction de la hauteur au temps  $t = 2,4 \times 10^6$  s, cas d'une colonne avec deux couches de sol (écoulement non saturé, régime transitoire).



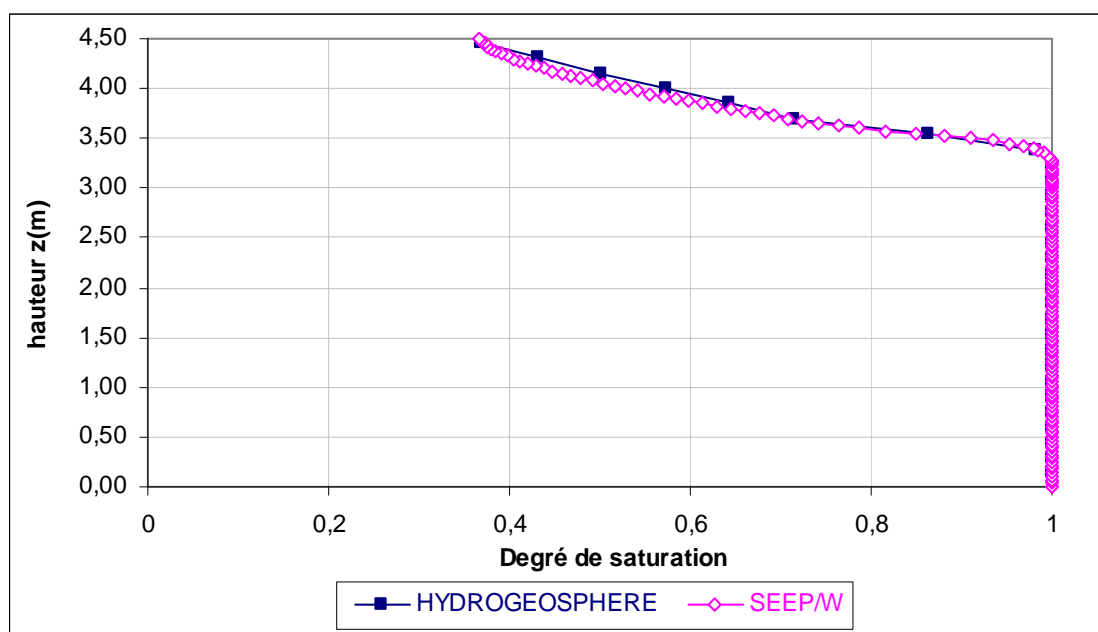


Figure I.3 Comparaison de la variation du degré de saturation en fonction de la hauteur au temps  $t = 2.4 \times 10^6$  s, cas d'une colonne avec deux couches de sol (écoulement non saturé, régime transitoire).

## ANNEXE II

Autres résultats pour une fosse symétrique avec effet du gradient régional

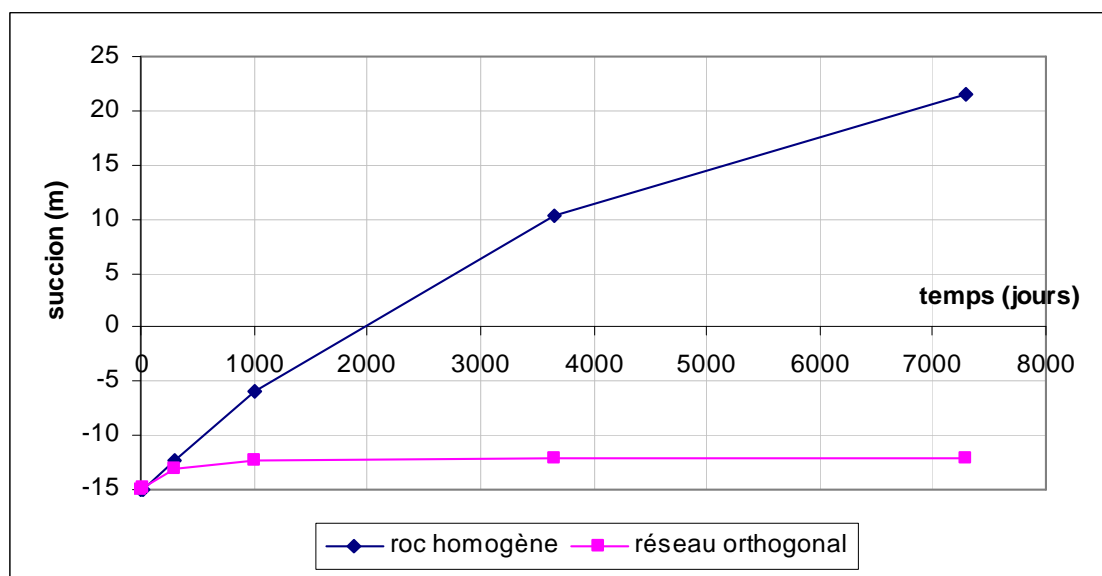


Figure II.1 Comparaison de la succion au point ( $x = 0$  m,  $y = 230$  m), série 1.

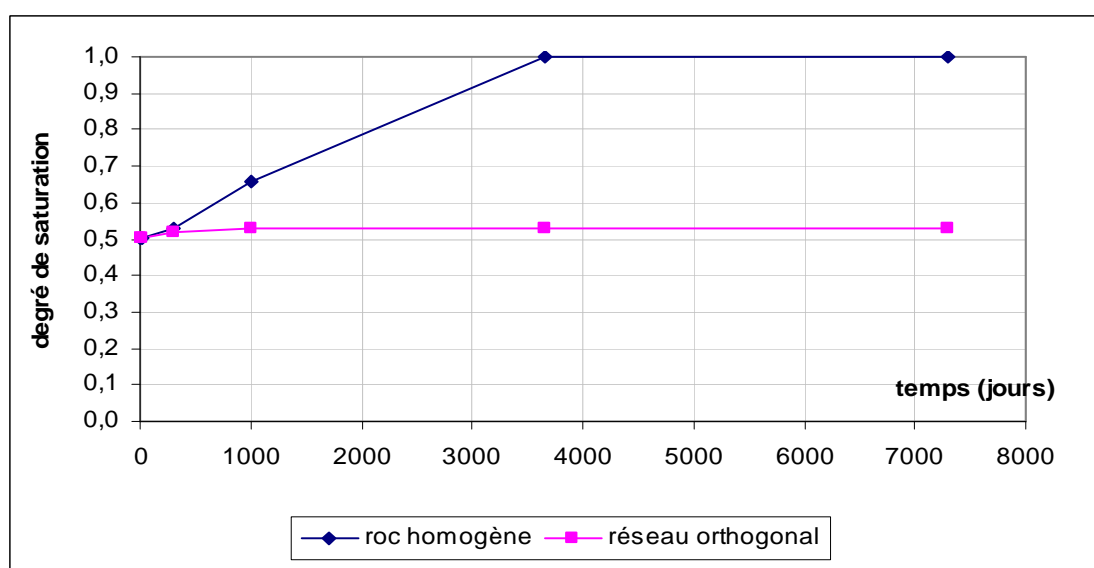


Figure II.2 Comparaison du degré de saturation au point ( $x = 0$  m,  $y = 230$  m), série 1.

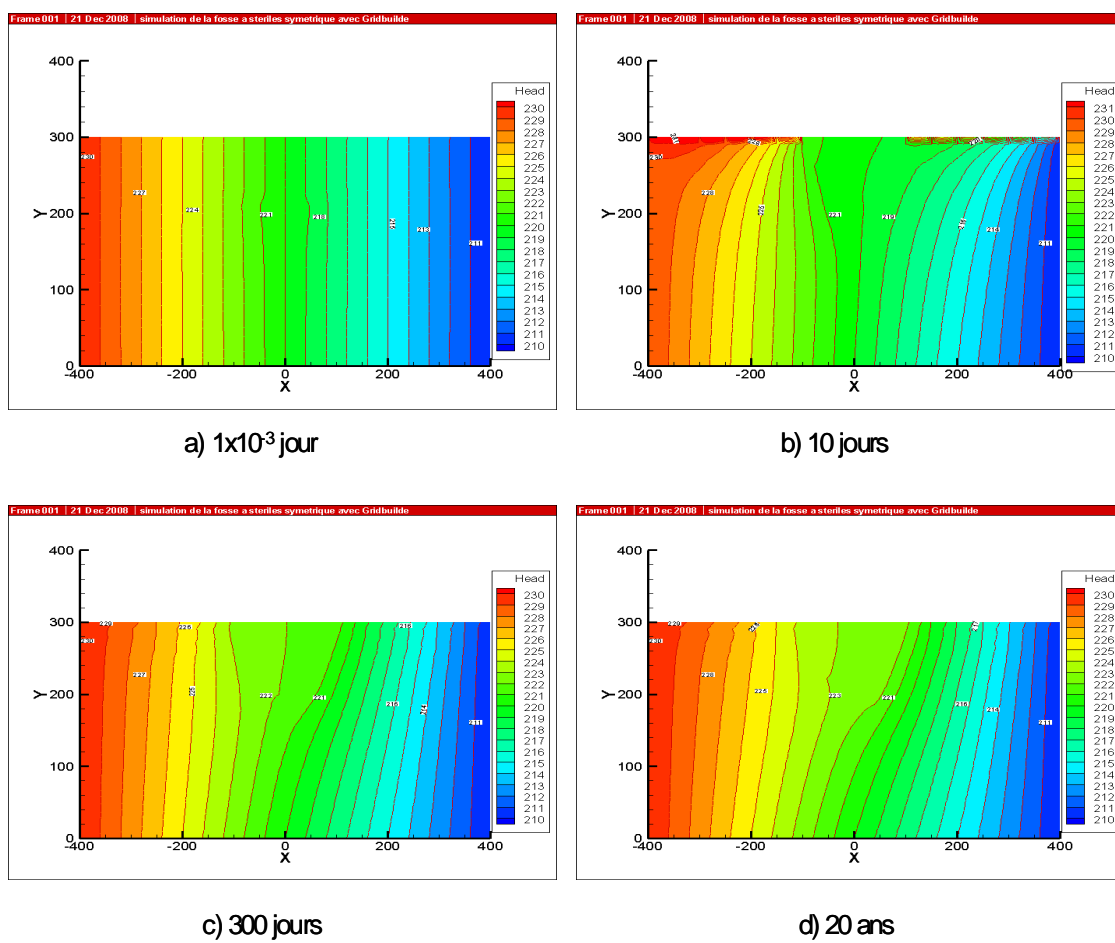


Figure II.3 Distribution des isocontours de la charge hydraulique en fonction du temps, cas 7.

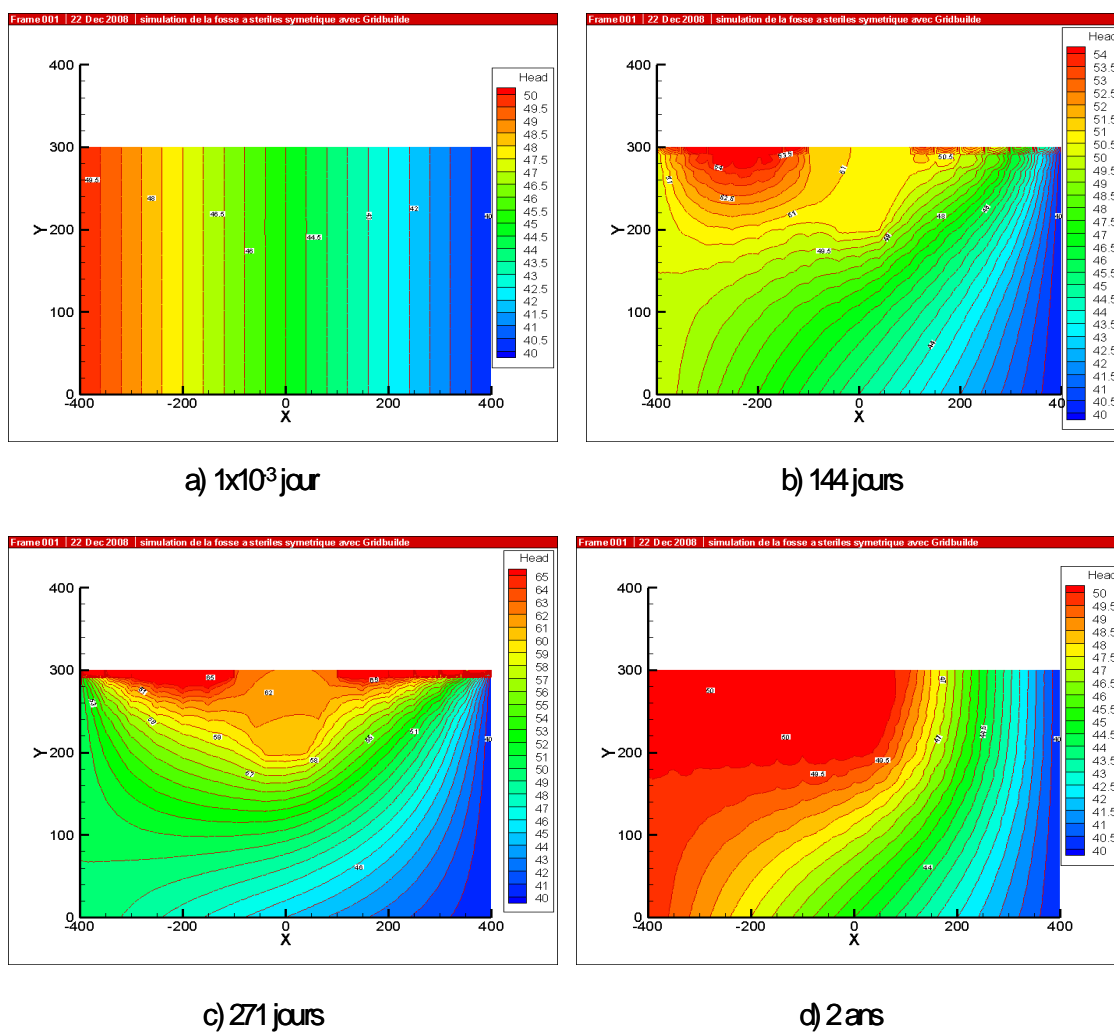


Figure II.4 Distribution des isocontours de la charge hydraulique en fonction du temps, cas 9.

### ANNEXE III

Autres résultats pour le cas d'un chantier remblayé à proximité d'une fracture horizontale ou un réseau de fracture et couplage hydromécanique

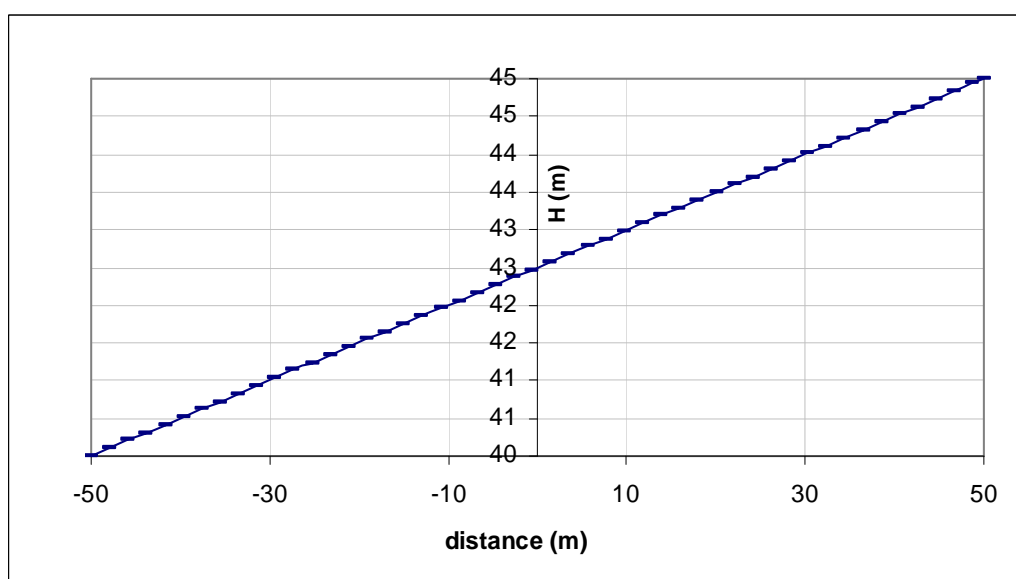


Figure III.1 Isocontours de charges hydrauliques le long de la fracture et au temps  $t = 365$  jours, cas d'un chantier à proximité d'une fracture horizontale.

Tableau III.1 Valeurs de la contrainte normale, de la contrainte du cisaillement et du déplacement de cisaillement obtenues avec Phase<sup>2</sup>, cas d'un chantier à proximité d'une fracture horizontale

x (m)	$\sigma_n$ (MPa)	$\tau$ (MPa)	u (m)
-50	19.77	0.26	0.00026
-47.68	19.54	0.68	0.00068
-45.44	19.57	0.95	0.00095
-43.27	19.64	1.18	0.0011
-41.16	19.72	1.42	0.0014
-39.12	19.77	1.67	0.0016
-37.14	19.82	1.94	0.0019
-35.23	19.84	2.23	0.0022
-33.37	19.83	2.54	0.0025
-31.57	19.79	2.87	0.0028
-29.82	19.73	3.23	0.0032
-28.13	19.64	3.61	0.0036
-26.49	19.51	4.005	0.0040
-24.90	19.36	4.41	0.0044
-23.36	19.17	4.82	0.0048
-21.86	18.91	5.26	0.0052
-20.42	18.64	5.69	0.0057
-19.01	18.39	6.11	0.0061
-17.65	18.06	6.50	0.0065
-16.33	17.71	6.89	0.0068
-15.05	17.41	7.26	0.0072
-13.81	17.02	7.58	0.0075
-12.61	16.71	7.84	0.0078
-11.45	16.44	8.03	0.0080



Tableau III.1 (suite) Valeurs de la contrainte normale, de la contrainte du cisaillement et du déplacement de cisaillement obtenues avec Phase<sup>2</sup>, cas d'un chantier à proximité d'une fracture horizontale

x (m)	$\sigma_n$ (MPa)	$\tau$ (MPa)	u (m)
-10.32	16.24	8.14	0.0081
-9.23	16.39	8.12	0.0081
-8.15	16.71	7.95	0.0079
-7.12	17.39	7.71	0.0077
-6.12	18.67	7.41	0.0074
-5.14	20.19	7.18	0.0071
-4.19	21.12	6.95	0.0071
-3.26	19.34	6.57	0.0065
-2.35	15.63	4.97	0.0049
-1.44	12.88	2.78	0.0027
-0.54	11.77	0.31	0.0003

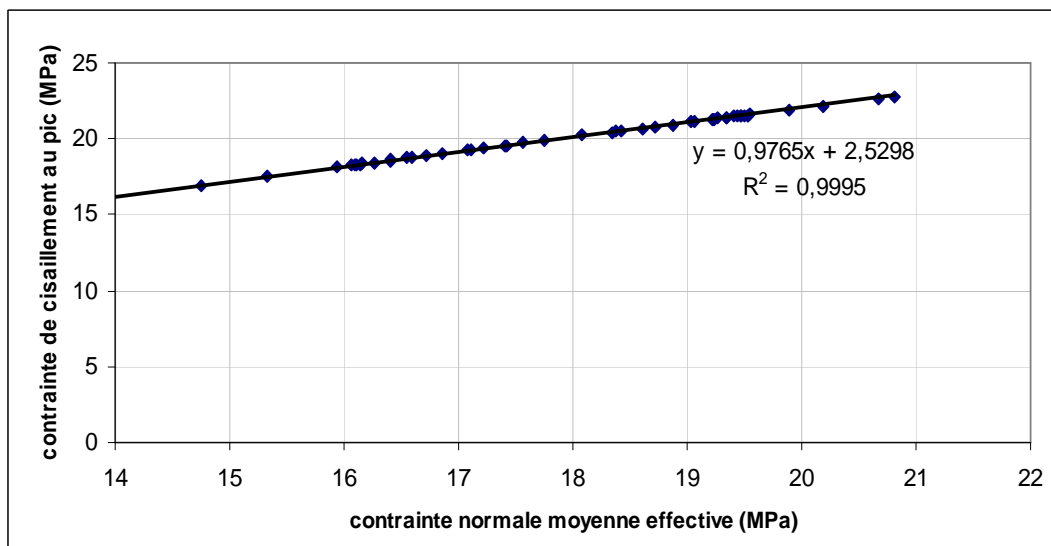


Figure III.2 Variation de la contrainte de cisaillement au pic en fonction de la contrainte normale moyenne effective, chantier à proximité d'une fracture horizontale (modèle de la figure 6.37).

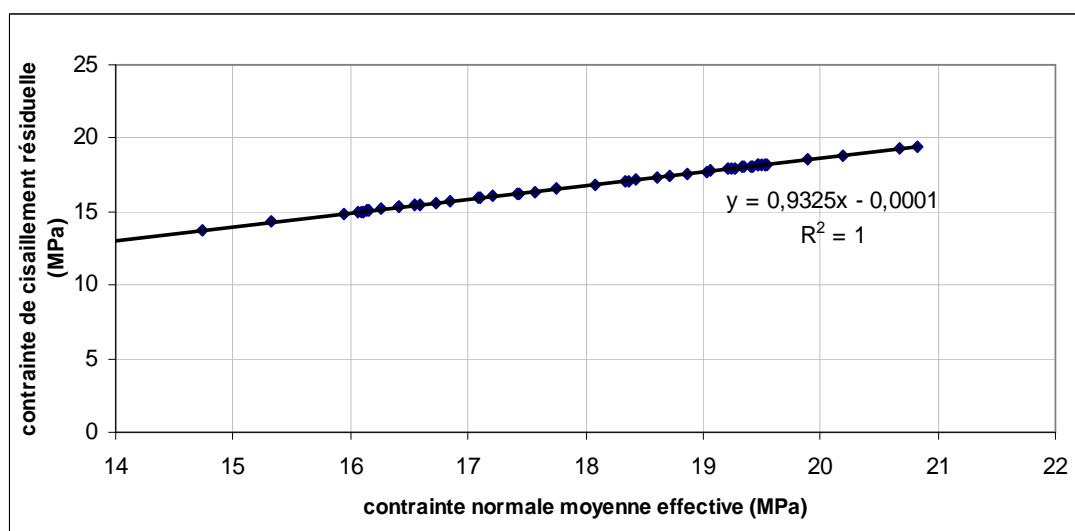


Figure III.3 Variation de la contrainte de cisaillement résiduelle en fonction de la contrainte normale moyenne effective, chantier à proximité d'une fracture horizontale (modèle de la figure 6.37).

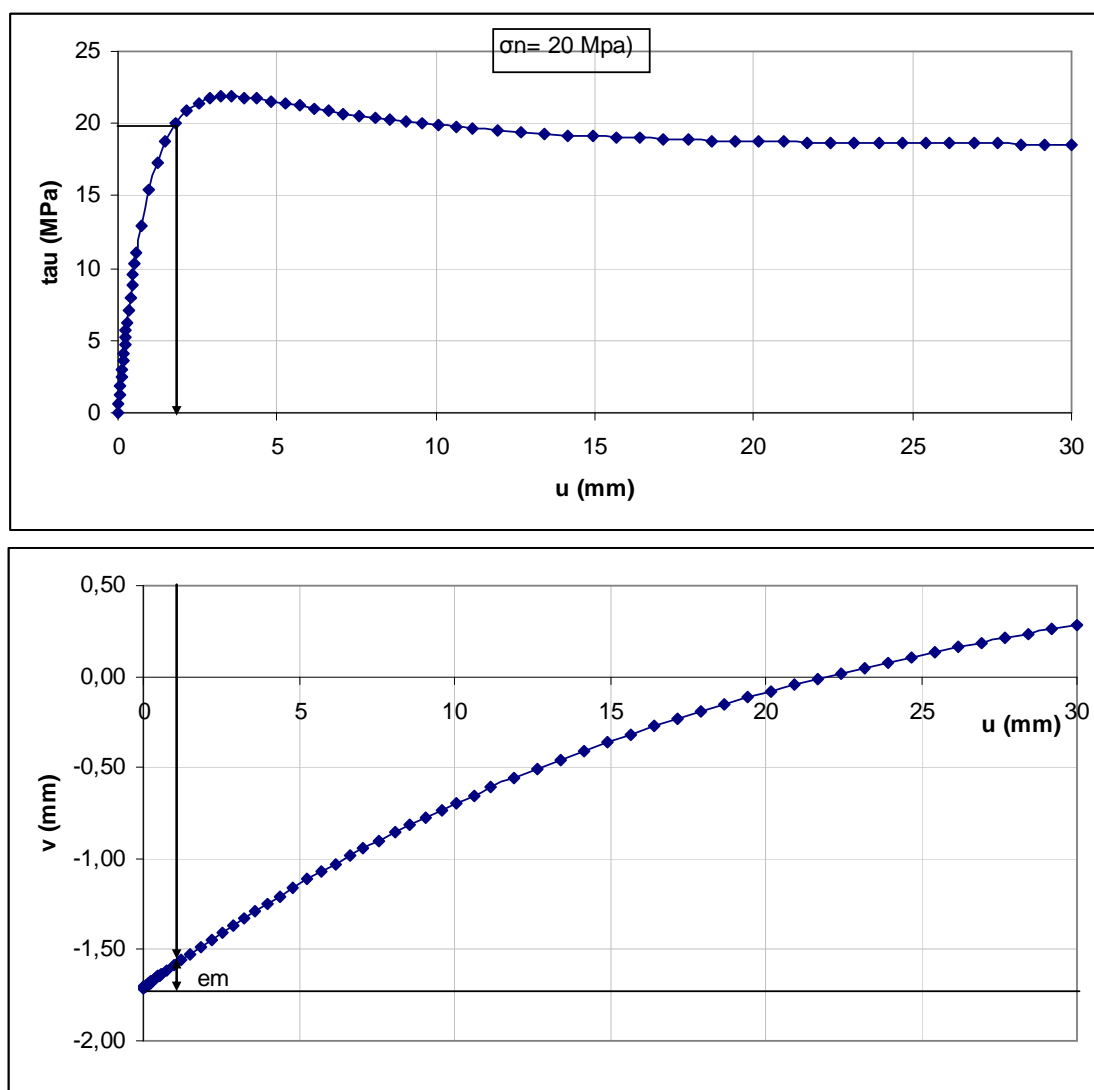


Figure III.4 Diagramme de calcul des ouvertures mécaniques, chantier à proximité d'une fracture.

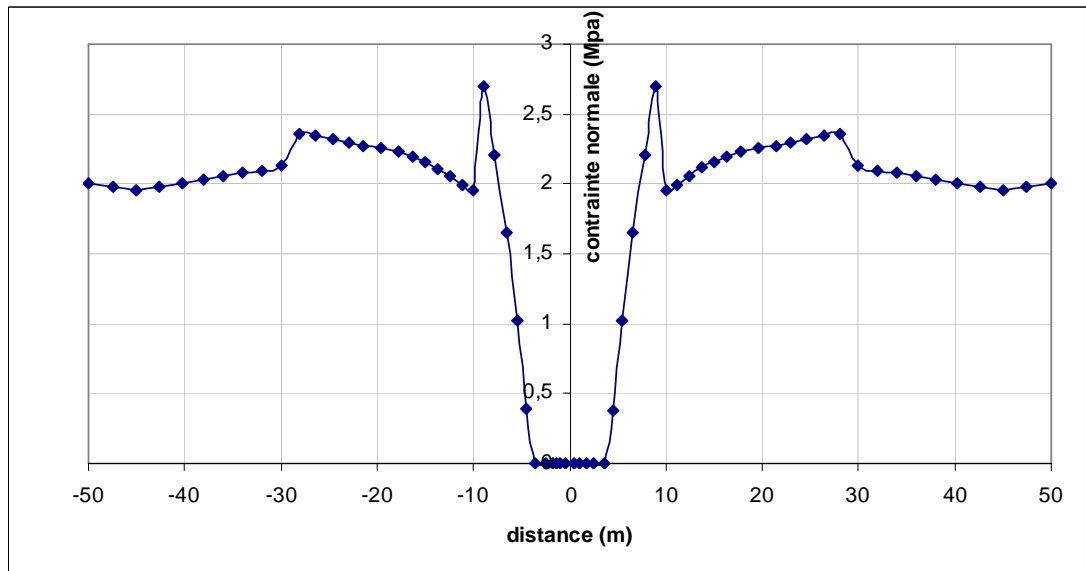


Figure III.5 Variation de la contrainte normale le long du joint traversant le chantier à  $z = 0$  m (voir modèle de la figure 6.51).

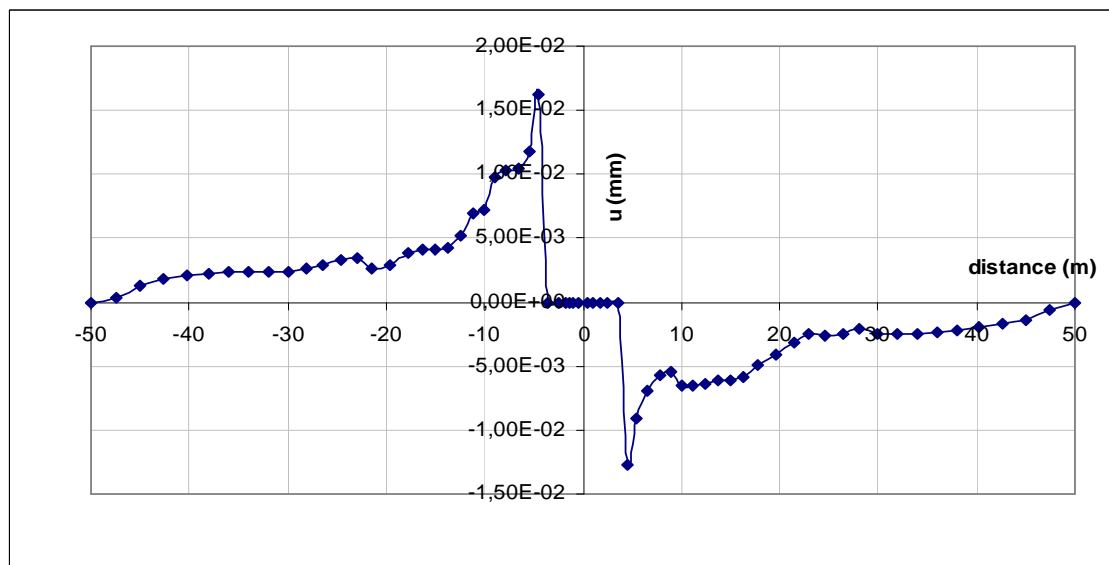


Figure III.6 Variation du déplacement au cisaillement le long du joint traversant le chantier à  $z = 0$  m (voir modèle de la figure 6.51).

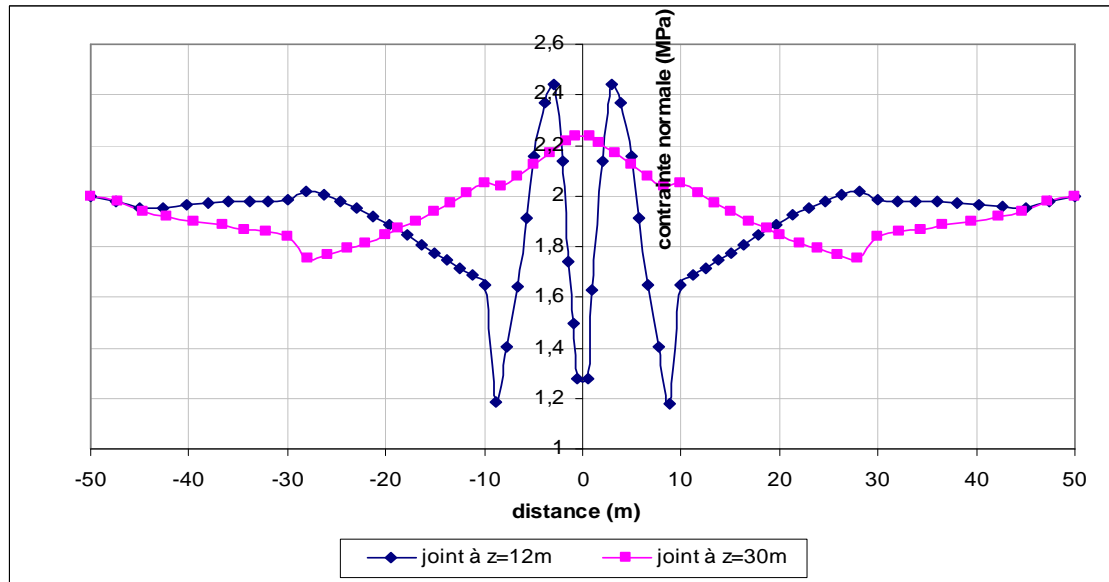


Figure III.7 Variation de la contrainte normale le long des joints horizontaux (voir modèle de la figure 6.51).

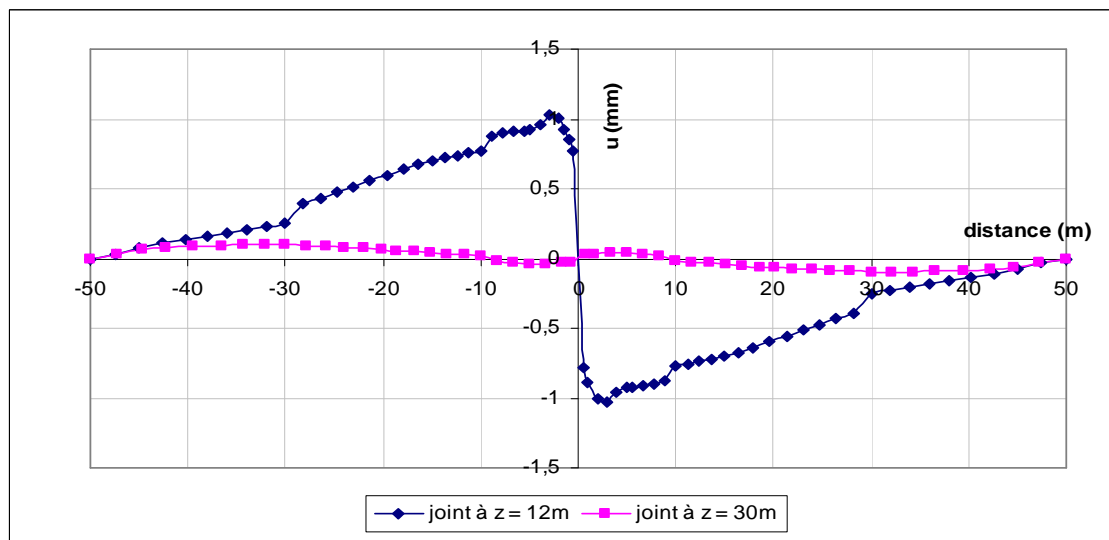


Figure III.8 Variation du déplacement de cisaillement le long des joints horizontaux (voir modèle de la figure 6.51).

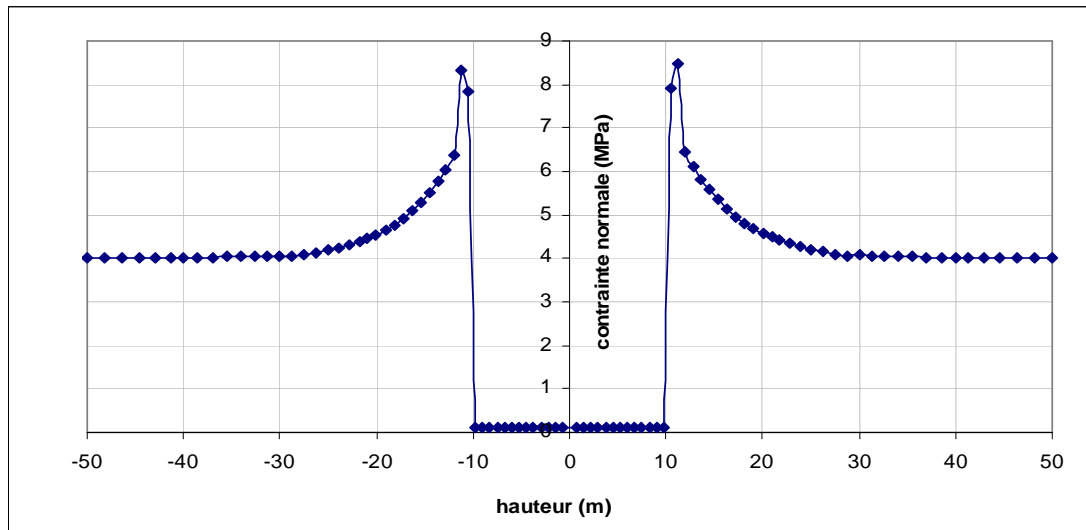


Figure III.9 Variation de la contrainte normale le long du joint vertical traversant le chantier à  $x = 0$  m (voir modèle de la figure 6.51).

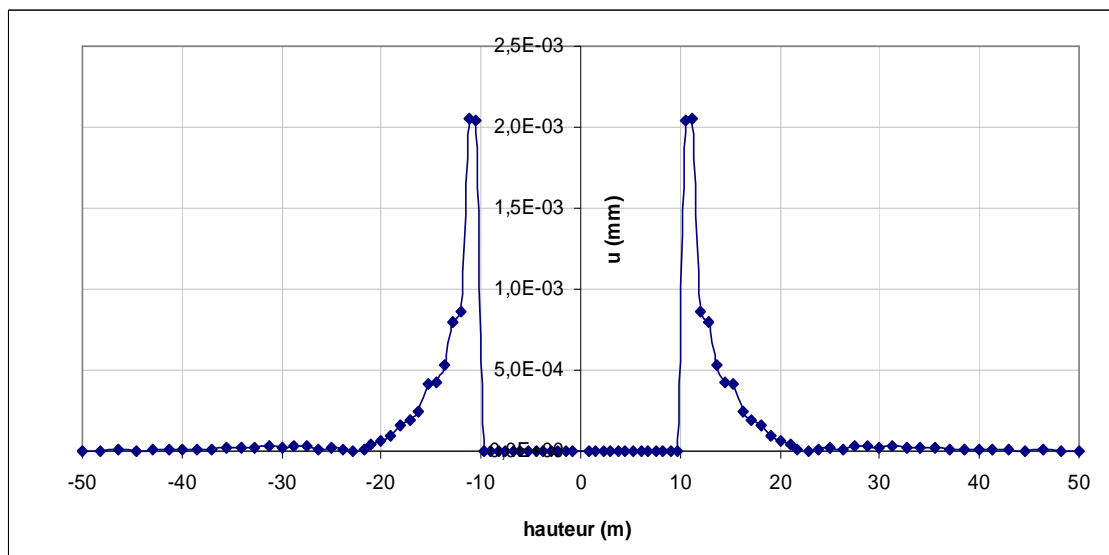


Figure III.10 Variation du déplacement de cisaillement le long du joint traversant le chantier à  $x = 0$  m (voir modèle de la figure 6.51).

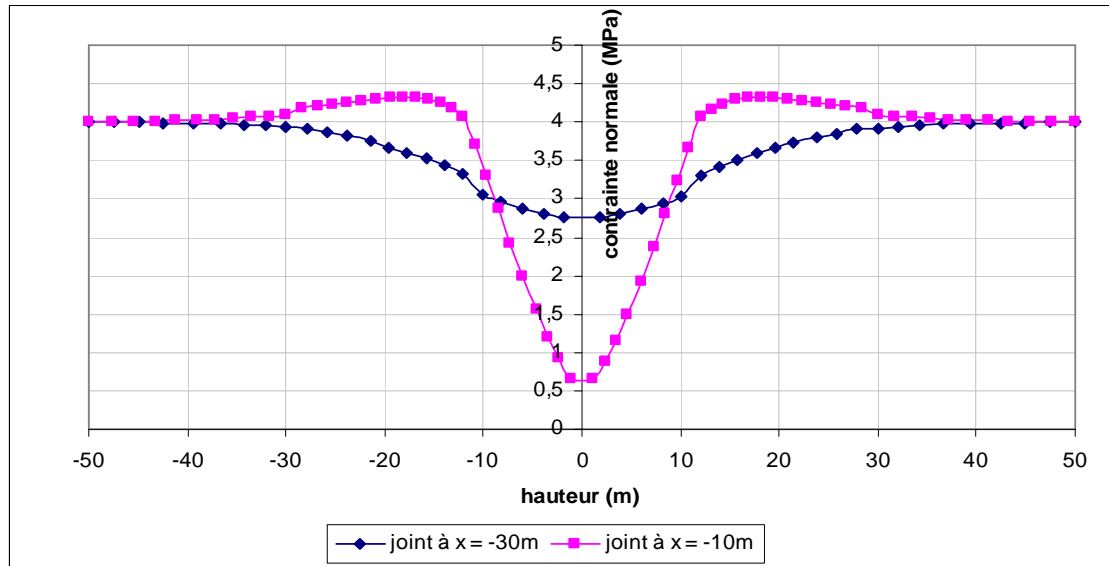


Figure III.11 Variation de la contrainte normale le long des joints verticaux (voir modèle de la figure 6.51).

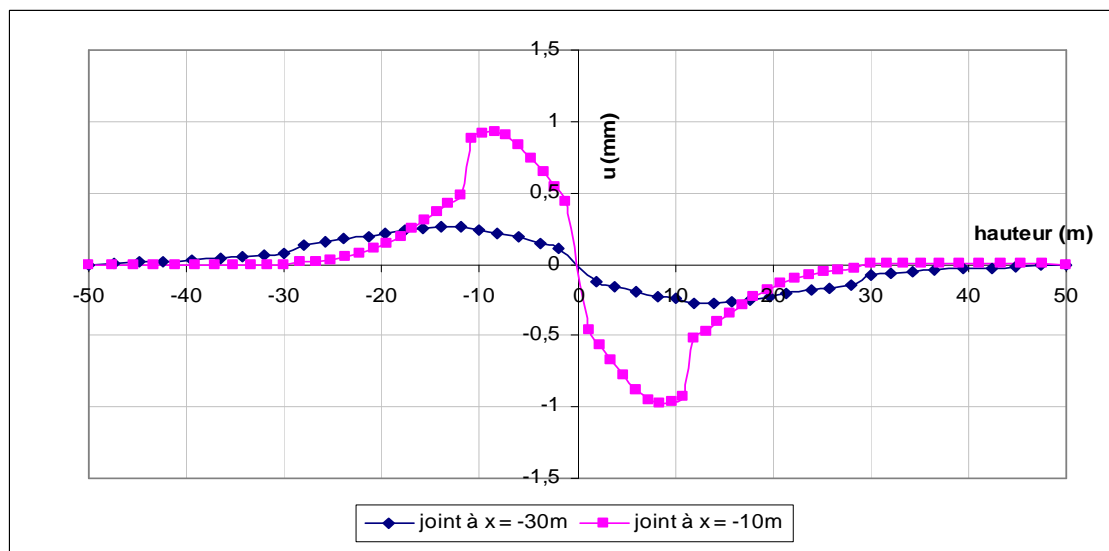


Figure III.12 Variation du déplacement de cisaillement le long des joints verticaux (voir modèle de la figure 6.51).